

Reef4 version 4.4.3.1 - Edition 174 - Décembre 2013

Document : NF DTU 31.3 P3 (janvier 2012) : Travaux de bâtiment - Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets - Partie 3 : Règles de conception (Indice de classement : P21-205-3)

norme française

NF DTU 31.3 P3

Janvier 2012

P 21-205-3

Travaux de bâtiment Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets Partie 3 : Règles de conception

 **Building works — Timber structures connected with metal plate fasteners or gussets — Part 3 : Design requirements**

 **Bauarbeiten — Durch metallische Verbindungsstücke oder Bindebleche verbundene Holztragwerke — Teil 3 : Anforderungen an die Ausführung**

Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 28 décembre 2011 pour prendre effet le 28 janvier 2012.

Remplace la norme homologuée NF P 21-205-2 (DTU 31.3), de mai 1995.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux de normalisation internationaux ou européens traitant du même sujet.

Analyse

Le présent document a pour objet de définir les règles particulières, complémentaires aux Eurocodes structuraux (NF EN 1990, NF EN 1991) et plus particulièrement à l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1), pour la conception et la justification des charpentes préfabriquées à partir d'éléments en bois assemblés par connecteurs à plaques métalliques embouties, conformément à la norme NF EN 14250, ou assemblés par goussets à base de bois, à l'exception des situations sismiques et d'incendie.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, élément de construction, charpente en bois, assemblage, élément de fixation, connecteur, produit métallique, règle de conception, règle de calcul, résistance des matériaux, flambement, flèche, déformation, ancrage, contrainte admissible, stabilité.

Modifications

Par rapport au document remplacé, les règles de conception ont été revues en prenant en compte le contenu des normes européennes et plus particulièrement l'Eurocode 5.

Sommaire

Membres de la commission de normalisation
Avant-propos général à tous les NF DTU
Introduction
1 Domaine d'application
2 Références normatives
3 Matériaux

4 Actions

- 4.1 Préambule : définition des portées de référence
- 4.2 Charge d'exploitation pour toitures inaccessibles (catégorie H)
 - 4.2.1 Généralités
 - 4.2.2 Arbalétriers
 - 4.2.3 Entrails
- 4.3 Dispositifs de sécurité
 - 4.3.1 Crochet de sécurité
 - 4.3.1.1 Généralités
 - 4.3.1.2 Définition des types de crochets :
 - 4.3.1.3 Actions à prendre en compte
 - 4.3.1.4 L'ancrage des fermes
 - 4.3.2 Ligne de vie
- 4.4 Report de charge
- 4.5 Exigences particulières
- 4.6 Combinaisons pour des bâtiments courants (méthode simplifiée)

5 Modélisation des fermes

- 5.1 Généralités
- 5.2 Hypothèses de calcul
- 5.3 Positions et modélisation des appuis
 - 5.3.1 Modélisation de l'appui
 - 5.3.1.1 Choix de la barre d'appui
 - 5.3.1.2 Modélisation du décalage d'appui sur entrail
 - 5.3.1.3 Modélisation du décalage d'appui sur arbalétrier
 - 5.3.1.4 Modélisation de l'écoinçon
 - 5.3.2 Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés
 - 5.3.3 Technologie des appuis
- 5.4 Cas particuliers
 - 5.4.1 Fermes dissymétriques (chien-assis)
 - 5.4.2 Fermes sur planchers peu rigides

6 Justifications

- 6.1 Barres
 - 6.1.1 Généralités
 - 6.1.2 Vérification ELU des barres
 - 6.1.3 Longueurs de flambement
 - 6.1.3.1 Flambement dans le plan de la ferme
 - 6.1.3.2 Flambement hors plan – cas général
 - 6.1.3.3 Flambement hors plan – barre de réhausse
 - 6.1.4 Déversement
- 6.2 Assemblages
 - 6.2.1 Règles générales
 - 6.2.1.1 Vérification ELU
 - 6.2.1.2 Vérification ELS
 - 6.2.1.3 Règles constructives
 - 6.2.1.4 Joints de transport ou de chantier
 - 6.2.2 Vérifications locales
 - 6.2.2.1 Traction axiale (en rupture de bloc)
 - 6.2.2.2 Traction transversale
 - 6.2.2.3 Cisaillement (en rupture de bloc)
 - 6.2.3 Joints de continuité
 - 6.2.3.1 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs
 - 6.2.3.2 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs à l'aide d'une cale
 - 6.2.3.3 Assemblages de continuité à deux paires de connecteurs
 - 6.2.3.4 Assemblages de chantier
- 6.3 Fermes
 - 6.3.1 Vérifications ELS
 - 6.3.2 Méthodes de calcul / fluage
 - 6.3.3 Déplacements aux noeuds et flèches limites
 - 6.3.4 Spécificité des appuis intermédiaires
 - 6.3.5 Liaisons à l'infrastructure
 - 6.3.6 Fermes multiples
 - 6.3.6.1 Charge verticale excentrée
 - 6.3.6.2 Charge verticale centrée uniformément répartie
 - 6.3.7 Fermes de pignon, support de bardage
 - 6.3.8 Fermes supports de chevêtres
- 6.4 Système de stabilisation
 - 6.4.1 Généralités concernant l'antiflambement
 - 6.4.2 Antiflambement d'arbalétriers
 - 6.4.2.1 Antiflambement continu / Type A
 - 6.4.2.2 Antiflambement ponctuel / Type B
 - 6.4.2.3 Antiflambement par pignon en maçonnerie / Type C
 - 6.4.2.4 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers
 - 6.4.2.5 Justification de la liaison entre l'arbalétrier et les éléments de rappel
 - 6.4.2.6 Justification de la liaison entre l'arbalétrier et l'AFA (type A)
 - 6.4.2.7 Justification de la liaison de l'AFA à l'infrastructure (type A)
 - 6.4.2.8 Cas des ouvrages courants
 - 6.4.3 Antiflambement des autres barres
 - 6.4.3.1 Justification des liaisons entre l'antiflambement et la pièce comprimée
 - 6.4.3.2 Justification des liaisons de l'élément de blocage
 - 6.4.4 Eléments de maintien de la verticalité
- 6.5 Contreventements pour les actions extérieures
 - 6.5.1 Généralités
 - 6.5.2 Sollicitation parallèle au faîtage
 - 6.5.3 Sollicitation perpendiculaire au faîtage

7 Résistance au feu

8 Séismes

Annexe A (informative) Capacité résistante en cisaillement des organes d'assemblage

A.1 Pointes

A.2 Boulons

Annexe B (informative) Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de toiture

B.1	Conduit de fumée
B.2	Fenêtres de toit, lucarnes, houteaux sur fermes, sur dalle ou plancher indépendant
B.2.1	Passage entre fermes
B.2.2	Fermes coupées
B.3	Cage d'escalier sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant
B.4	Fenêtres de toit, lucarnes, houteaux et cages d'escalier sur fermes à entrain porteur
B.5	Cage d'escalier sur ferme à entrain porteur
B.6	Cas des assemblages sur élément porteur
B.6.1	Liaison boîtier / élément porté :
B.6.2	Liaison boîtier / élément porteur
B.6.2.1	Cas des boîtiers bénéficiant d'un marquage CE
B.6.2.2	Cas des boîtiers ne bénéficiant pas d'un marquage CE
Annexe C (normative) Règles de conception suivant les Règles CB 71	
C.1	Objet
C.2	Références normatives
C.3	Matériaux
C.4	Actions
C.4.1	Préambule : définition des portées de référence
C.4.2	Charge d'exploitation pour toitures inaccessibles (catégorie H)
C.4.2.1	Généralités
C.4.2.2	Arbalétriers
C.4.2.3	Entrails
C.4.3	Dispositifs de sécurité
C.4.3.1	Crochet de sécurité
C.4.3.1.1	Généralités
C.4.3.1.2	Définition des types de crochets
C.4.3.1.3	Actions à prendre en compte
C.4.3.1.4	L'ancrage des fermes
C.4.3.1.5	Ligne de vie
C.4.4	Report de charge
C.4.5	Exigences particulières
C.4.6	Charges
C.4.6.1	Charges permanentes
C.4.6.2	Charges d'exploitation
C.4.6.3	Surcharges climatiques
C.5	Modélisation des fermes
C.5.1	Généralités
C.5.2	Cas des assemblages entre arbalétriers et entrails
C.5.3	Positions et modélisations des appuis
C.5.3.1	Décalage d'appui intérieur et dispositions constructives
C.5.3.2	Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés
C.5.3.3	Technologie des appuis
C.5.3.4	Décalage d'appui externe
C.5.4	Cas particuliers : Fermes dissymétriques (chien-assis)
C.6	Justifications
C.6.1	Barres
C.6.1.1	Généralités
C.6.1.2	Calcul des barres
C.6.1.3	Longueurs de flambement
C.6.1.3.1	Flambement dans le plan de la ferme
C.6.1.3.2	Flambement hors plan – cas général
C.6.1.4	Taux de contrainte de cisaillement
C.6.2	Assemblages
C.6.2.1	Règles générales
C.6.2.1.1	Efforts à prendre en compte
C.6.2.1.2	Glissements d'assemblage
C.6.2.1.3	Règles constructives
C.6.2.1.4	Joint de transport ou de chantier
C.6.2.2	Vérifications locales
C.6.2.3	Joint de continuité
C.6.2.3.1	Assemblages de continuité à une paire de connecteurs (aboutage)
C.6.2.3.2	Assemblages de continuité à une paire de connecteurs à l'aide d'une cale
C.6.2.3.3	Assemblages de continuité à deux paires de connecteurs
C.6.2.3.4	Assemblages de chantier
C.6.3	Fermes
C.6.3.1	Déplacements et flèches
C.6.3.2	Méthodes de calcul / fluage
C.6.3.3	Déplacements aux noeuds et flèches limites
C.6.3.4	Modèle d'appui des fermes
C.6.3.5	Liaisons à l'infrastructure
C.6.3.6	Fermes multiples
C.6.3.6.1	Charge verticale excentrée
C.6.3.6.2	Charge verticale centrée uniformément répartie
C.6.3.7	Fermes de pignons, support de bardage
C.6.3.8	Fermes supports de chevêtres
C.6.3.9	Cas particulier des entrails en deux pièces superposées assemblées par connecteurs
C.6.4	Système de stabilisation
C.6.4.1	Généralités concernant l'antiflambement
C.6.4.2	Antiflambement d'arbalétriers
C.6.4.2.1	Antiflambement continu / Type A
C.6.4.2.2	Antiflambement ponctuel / Type B
C.6.4.2.3	Antiflambement par pignon en maçonnerie / Type C
C.6.4.2.4	Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers
C.6.4.2.5	Justification des liaisons entre l'arbalétrier et les éléments de rappel
C.6.4.2.6	Justification des liaisons entre l'arbalétrier et l'AFA (type A)
C.6.4.2.7	Justification de la liaison de l'AFA à l'infrastructure (type A)
C.6.4.2.8	Cas des ouvrages courants (voir Figure C.15)
C.6.4.3	Antiflambement des autres barres
C.6.4.3.1	Justification des liaisons entre l'antiflambement et la pièce comprimée
C.6.4.3.2	Justification des liaisons de l'élément de blocage

C.6.4.4 Eléments de maintien de la verticalité
C.6.5 Contreventements pour les actions extérieures
C.7 Résistance au feu
C.8 Séismes
C.9 Poutres composites — détermination de la hauteur équivalente en flexion des poutres en deux pièces superposées connectées
C.9.1 Objet
C.9.2 Hypothèses
C.9.3 Principe de calcul
C.9.4 Dimension minimale des connecteurs
C.9.5 Application numérique
C.10 Antiflambement de pièce comprimée par adjonction d'une inertie (méthode de calcul)
C.10.1 Par augmentation de l'inertie géométrique
C.10.2 Par addition d'une inertie externe
C.11 Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de couverture d'accidents de couverture
C.11.1 Conduit de fumée
C.11.2 Fenêtres de toit, lucarnes, houteau sur fermes symétriques, sur dalle ou plancher indépendant
C.11.2.1 Passage entre ferme
C.11.2.2 Fermes coupées
C.11.3 Cage d'escalier sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant
C.11.4 Fenêtre de toit, lucarne, houteau et cage d'escalier sur fermes symétriques à entrain porteur
C.11.5 Cage d'escalier sur ferme à entrain porteur
C.11.6 Fermes porteuses
Bibliographie

Membres de la commission de normalisation

Président : M ZINS

Secrétariat : M RAVASSE — BNBA

- M ACHAI NTRE CNIEFEB
- M ADJANOHO UN CETEN APAVE INTERNATIONAL
- M AGOGLIATI MITEK INDUSTRIES
- MME AMADE PALLAS GEORGES
- M ARMENGAUD GAU (SA)
- M BEAULIEU ERIBOIS
- M BLONDEAU PATISSIER FINNFOREST
- M BRABANT AGINCO
- M CETRE WOLFF CONNEXION
- M CHARMASSON IDEE GIPEN
- M COMPAROT ERIBOIS
- MME CONTIVA AFNOR
- M DE TERNAY BLANVILLAIN SAS
- M DE ZUTTER MITEK INDUSTRIES
- M DJELAL CNIEFEB
- M DUBOS CEM DIP SNAC
- M FAHRNER SOCOTEC
- M FOULONNEAU PIVETEAU BOIS
- M GRASSET LEDUC CHARPENTE
- M HENRY BNBA / FCBA
- M KUPFERLE C4CI
- M LAMADON BUREAU VERITAS
- M LAMBERT FCBA
- M LE MAGOROU FCBA
- M LE NEVE FCBA
- M LIBOIS CNIEFEB
- M LIGOT BET Y M LIGOT
- M MARMORET CAPEB
- M MILLEREUX FIBC
- M MONTET BRIVES CONSTRUCTION
- M MORIZE SIMPSON STRONG TIE
- MME PASCAL DEKRA CONSTRUCTION
- M ROSSI FIBC
- M SAUVAGE IRABOIS
- M SCHWARTZ ESD TECHNOLOGIE
- M SIAT SIAT BRAUN
- M SOUBAIGNE SOUBAIGNE
- MME TOURNILLON ERIBOIS
- M TRABAC CHAMPEAU
- M ZINS MARTIN CHARPENTES

Avant-propos général à tous les NF DTU

Objet et portée des NF DTU

Un NF DTU constitue un cahier des clauses techniques types applicables contractuellement à des marchés de travaux de bâtiment.

Le marché de travaux doit, en fonction des particularités de chaque projet, définir dans ses documents particuliers, l'ensemble des dispositions nécessaires qui ne sont pas définies dans les NF DTU ou celles que les contractants estiment pertinent d'inclure en complément ou en dérogation de ce qui est spécifié dans les NF DTU.

En particulier, les NF DTU ne sont généralement pas en mesure de proposer des dispositions techniques pour la réalisation de travaux sur des bâtiments construits avec des techniques anciennes. L'établissement des clauses techniques pour les marchés de ce type relève d'une réflexion des acteurs responsables de la conception et de l'exécution des ouvrages, basée, lorsque cela s'avère pertinent, sur le contenu des NF DTU, mais aussi sur l'ensemble des connaissances acquises par la pratique de ces techniques anciennes.

Les NF DTU se réfèrent, pour la réalisation des travaux, à des produits ou procédés de construction, dont l'aptitude à satisfaire aux dispositions techniques des NF DTU est reconnue par l'expérience.

Lorsque le présent document se réfère à cet effet à un Avis Technique ou à un Document Technique d'Application, ou à une certification de produit, le titulaire du marché pourra proposer au maître d'ouvrage des produits qui bénéficient de modes de preuve en vigueur dans d'autres Etats Membres de l'Espace économique européen, qu'il estime équivalents et qui sont attestés par des organismes accrédités par des organismes signataires des accords dits « E. A. », ou à défaut fournissant la preuve de leur conformité à la norme EN 45011. Le titulaire du marché devra alors apporter au maître d'ouvrage les éléments de preuve qui sont nécessaires à l'appréciation de l'équivalence.

L'acceptation par le maître d'ouvrage d'une telle équivalence est définie par le Cahier des Clauses Spéciales du présent NF DTU.

Introduction

Le présent NF DTU 31.3 traitant de la mise en oeuvre des charpentes en bois assemblées par des connecteurs métalliques ou des goussets comporte quatre parties :

- NF DTU 31.3 P1-1 : Cahier des clauses techniques types (CCT) ;
- NF DTU 31.3 P1-2 : Critères généraux de choix des matériaux (CGM) ;
- NF DTU 31.3 P2 : Cahier des clauses administratives spéciales types (CCS) ;
- NF DTU 31.3 P3 : Règles de conception.

La présente partie 3 « Règles de conception » a été rédigée de manière à permettre à l'utilisateur d'effectuer un dimensionnement soit suivant l'Eurocode 5 , soit suivant les Règles CB 71. Conformément à la recommandation de la Commission Européenne du 11 décembre 2003 sur la mise en oeuvre et l'utilisation des Eurocodes pour les ouvrages de construction et les produits de construction structuraux [*notifiée sous le numéro C(2003) 4639*] (2003/887/CE), le document est construit de manière à privilégier le calcul aux Eurocodes. En ce sens, le corps du texte décrit les règles de conception suivant l'Eurocode 5, tandis que les règles de conception suivant les règles CB 71 sont données en Annexe C . L'organisation de l'Annexe C a volontairement été calquée sur celle du corps de texte.

1 Domaine d'application

Le présent document a pour objet de définir les règles particulières, complémentaires aux Eurocodes structuraux (NF EN 1990 , NF EN 1991) et plus particulièrement à l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1), pour la conception et la justification des charpentes préfabriquées à partir d'éléments en bois assemblés par connecteurs à plaques métalliques embouties, conformément à la norme NF EN 14250 , ou assemblés par goussets à base de bois, à l'exception des situations sismiques et d'incendie. Les règles de conception suivant les règles CB 71 sont données en Annexe C .

Ne sont concernées par le présent document que les charpentes dont les éléments sont d'une épaisseur supérieure ou égale à 35 mm à 12 % d'humidité des bois.

Pour des portées P entre appuis consécutifs supérieures à 15 m, cette épaisseur minimale est portée à 45 mm à 12 % d'humidité des bois ou à 35 mm par pli, dans le cas de jumelage solidaire de plusieurs fermes, (on entend par jumelage la réalisation d'une ferme par assemblage mécanique côte à côte de plusieurs fermes identiques rigidement liées).

L'emploi de cloisons maçonnées portées par la charpente (dans le cas de combles habitables par exemple) n'est pas visé par le présent document.

Le présent document ne vise que les assemblages mécaniques symétriques (une plaque sur chaque face de la ferme) et ne vise pas les assemblages par collage.

NOTE

Les éléments en bois aboutés ou en bois reconstitués sont décrits dans la norme NF DTU 31.3 P1-2 (CGM).

2 Références normatives

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

NF B 52-010 ,

Bois de structure — Bois massif reconstitué (BMR) — Eléments linéaires reconstitués par collage de lames de bois massif de forte épaisseur — Définitions — Exigences — Caractéristiques.

NF P 06-001 ,

Bases de calcul des constructions — Charges d'exploitation des bâtiments.

NF DTU 31.3 P1-1 ,

Travaux de bâtiment — Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets — Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types (CCT) (indice de classement : P 21-205-1-1).

NF DTU 31.3 P1-2 ,

Travaux de bâtiment — Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets — Partie 2 : Critères généraux de choix des matériaux (CGM) (indice de classement : P 21-205-1-2).

NF P 21-400 ,

Bois de structure et produits à base de bois — Classes de résistance et contraintes admissibles associées.

DTU P 21-701,

Règles CB 71 — Règles de calcul et de conception des charpentes en bois . ¹

1)

Document annulé.

DTU P 92-703 ,

Règles bois feu 88 — Méthode de justification par le calcul de la résistance au feu des structures en bois.

NF EN 338 ,

Bois de structure — Classes de résistance (indice de classement : P 21-353).

NF EN 517 ,

Accessoires préfabriqués pour couverture — Crochets de sécurité (indice de classement : P 37-403).

NF EN 1075 ,

Structures en bois — Méthodes d'essai — Assemblages réalisés avec des connecteurs métalliques à plaque emboutie (indice de classement : P 21-312).

NF EN 1194 ,

Structure en bois — Bois lamellé-collé — Classes de résistance et détermination des valeurs caractéristiques (indice de classement : P 21-354).

NF EN 1990 ,

Eurocodes structureaux — Bases de calcul des structures (indice de classement : P 06-100-1).

NF EN 1990/A1 ,

Eurocode — Bases de calcul des structures (indice de classement : P 06-100-1/A1).

NF EN 1990/A1/NA ,

Eurocode — Bases de calcul des structures — Annexe nationale à la NF EN 1990/A1:2006 (indice de classement : P 06-100-1/A1/NA).

NF EN 1991-1-1 ,

Eurocode 1 — Actions sur les structures — Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (indice de classement : P 06-111-1).

NF EN 1991-1-2 ,

Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-2 : Actions générales — Actions sur les structures exposées au feu (indice de classement : P 06-112-1).

NF EN 1991-1-2/NA ,

Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-2 : Actions générales — Actions sur les structures exposées au feu — Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 — Actions sur les structures exposées au feu (indice de classement : P 06-112-2).

NF EN 1991-1-3 ,

Eurocode 1 — Actions sur les structures — Partie 1-3 : Actions générales — Charges de neige (indice de classement : P 06-113-1).

NF EN 1991-1-3/NA ,

Eurocode 1 — Actions sur les structures — Partie 1-3 : Actions générales — Charges de neige — Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3:2004 — Partie 1-3 : Actions générales — Charges de neige (indice de classement : P 06-113-1/NA).

NF EN 1991-1-4 ,

Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent (indice de classement : P 06-114-1).

NF EN 1991-1-4/NA ,

Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent — Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4:2005 — Actions générales — Actions du vent (indice de classement : P 06-114-1/NA).

NF EN 1995-1-1 ,

Eurocode 5 — Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 21-711-1).

NF EN 1995-1-1/A1,

Eurocode 5 — Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 21-711-1/A1).

NF EN 1995-1-1/NA ,

Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes et règles pour

les bâtiments — Annexe nationale à la NF EN 1995-1-1:2008 — Généralités — Règles communes et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 21-711-1/NA).

NF EN 1995-1-2 ,

Eurocode 5 — Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-2 : Généralités — Calcul des structures au feu (indice de classement : P 21-712-1).

NF EN 1995-1-2/NA ,

Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-2 : Généralités — Calcul des structures au feu — Annexe nationale à la NF EN 1995-1-2:2005 — Généralités — Calcul des structures au feu (indice de classement : P 21-712-1/NA).

NF EN 14080 ,

Structures en bois — Bois lamellé collé — Exigences (indice de classement : P 21-501).

NF EN 14081-1 ,

Structures en bois — Bois de structure de section rectangulaire classé pour sa résistance — Partie 1 : Exigences générales (indice de classement : P 21-500-1).

NF EN 14250 ,

Structures en bois — Exigences des produits relatives aux éléments de structures préfabriqués utilisant des connecteurs à plaque métallique emboutie (Indice de classement : P 21-387).

NF EN 14374,

Structures en bois — LVL (Lamibois) — Exigences (indice de classement : P 21-401).

NF EN 14545 ,

Structures en bois — Connecteurs — Exigences (indice de classement : P 21-403).

3 Matériaux

L'ensemble des matériaux utilisables pour la réalisation de ces ouvrages est défini dans la partie 1-2 « Critères Généraux de choix des Matériaux (CGM) » du présent document NF DTU 31.3.

4 Actions

La détermination des combinaisons d'actions et des actions est définie par l'Eurocode 0 (NF EN 1990) et l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1).

Le coefficient de pression extérieure utilisé est le Cpe 10.

Sont présentés dans le présent article, des cas particuliers de chargement pouvant concerner les charpentes en bois assemblées au moyen de connecteurs à plaque métallique emboutie.

4.1 Préambule : définition des portées de référence

Les points de référence pour la portée sont définis dans la Figure 1.

La portée de référence est la portée libre entre deux appuis consécutifs.

Les portées de référence « P » suivant les différents cas de figure sont définies dans le Tableau 1.

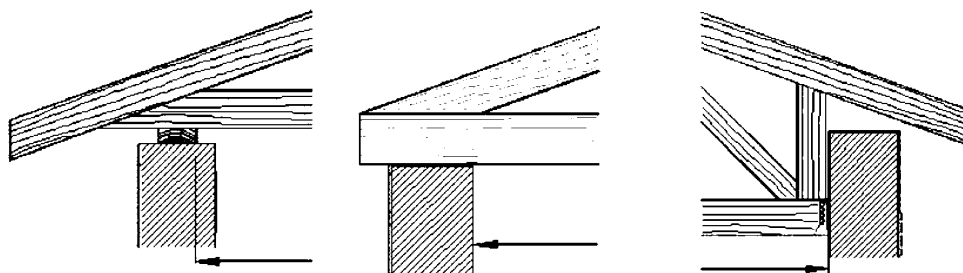


Figure 1 Points de référence pour la portée

Ferme combles perdus	
Deux appuis : 	Trois appuis :
Ferme à entrain porteur	
Deux appuis : 	Trois appuis :
Ferme à combles aménagement sur dalle	
Quatre appuis : 	Cinq appuis :

Tableau 1 Définition des portées de référence

4.2 Charge d'exploitation pour toitures inaccessibles (catégorie H)

4.2.1 Généralités

On entend par charge d'exploitation pour les toitures inaccessibles, la charge d'entretien ou de réparation pour laquelle on tient compte du matériel spécifique ainsi que des effets dynamiques.

Elle est déterminée conformément à l'Annexe Nationale de l'Eurocode 1 (NF EN 1991/NA).

Elle peut être répartie ou concentrée, sans être appliquée simultanément.

La charge concentrée peut être répartie sur deux éléments de structures (fermes).

4.2.2 Arbalétriers

La charge d'entretien ou de réparation n'est pas combinée avec une action climatique.

4.2.3 Entraits

La charge d'entretien ou de réparation doit être combinée avec les actions climatiques.

Comme aucun facteur de combinaison, Ψ_0 , n'est défini dans l'Eurocode 0 (NF EN 1990), elle doit être considérée comme la charge variable dominante dans les combinaisons d'actions.

La charge d'entretien ou de réparation s'applique lorsque la hauteur libre sous n'importe quelle pièce de bois est au moins égale à 1,2 m (voir Figure 2).

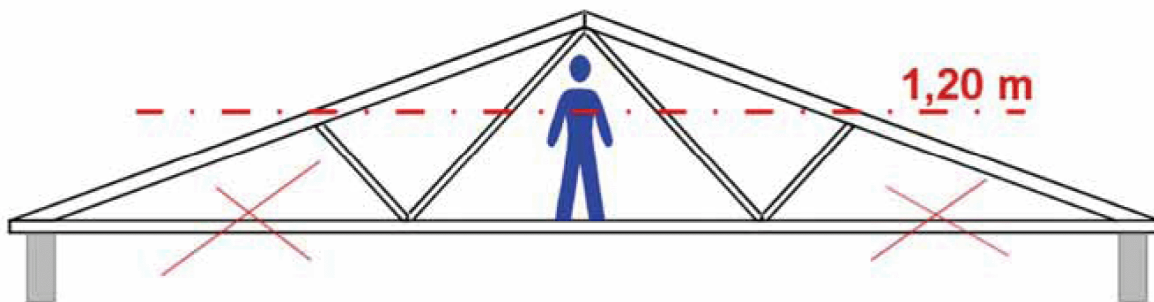


Figure 2 Hauteur libre de passage

4.3 Dispositifs de sécurité

4.3.1 Crochet de sécurité

4.3.1.1 Généralités

On entend par crochet de sécurité au sens de la norme NF EN 517 « un élément de construction situé sur la surface de toit en pente et servant à la sécurité des personnes ainsi qu'à la fixation des charges lors des travaux de maintenance et d'entretien ».

Dans tous les cas, les crochets de sécurité doivent être conformes aux essais décrits dans la norme NF EN 517 prévoyant également des tests dynamiques.

4.3.1.2 Définition des types de crochets :

- types A : crochets de sécurité pour l'absorption des forces de traction qui agissent en direction de la ligne de la plus grande pente du toit (axe y). On considère alors que la chute est suivie d'un rapide positionnement en point bas selon la gravité et que le crochet n'a qu'un sens de sollicitation ;
- types B : crochets de sécurité pour l'absorption des forces de traction qui agissent selon deux directions orthogonales dans le plan du versant (voir Figure 3) :
 - direction descendante de la ligne de plus grande pente (axe y) ;
 - direction montante de la ligne de plus grande pente (axe -y) ;
 - direction perpendiculaire à la ligne de plus grande pente (axe x).

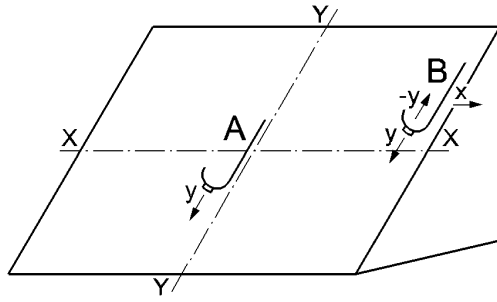


Figure 3 définition des types de crochets

4.3.1.3 Actions à prendre en compte

La charge de crochet de sécurité est une action accidentelle.

Elle n'est pas combinée avec une action climatique ni avec une autre charge d'entretien.

Le système de fixation du crochet et son support doivent être vérifiés au minimum pour les efforts suivants :

- pour les types A : $Q_y = 10 \text{ kN}$;
- pour les types B :

$$\begin{cases} Q_y = 10 \text{ kN} \\ Q_x = 10 \text{ kN} \end{cases}$$

4.3.1.4 L'ancrage des fermes

Il n'est généralement pas possible d'identifier par avance les fermes destinées à recevoir les crochets de sécurité, aussi est-il nécessaire de toutes les vérifier vis-à-vis de l'effort défini ci-dessus.

Dans le cas où les fermes recevant les crochets de sécurité sont clairement identifiées, elles doivent être spécifiquement dimensionnées.

Les crochets de sécurité doivent être positionnés sur les fermes capables de transmettre directement l'effort à l'infrastructure et non sur les éléments secondaires de type : triangles de pénétration, éléments de remplissage, empannons chevrons, échelles de pignon, etc.

4.3.2 Ligne de vie

La mise en oeuvre de lignes de vie sur les éléments de charpente en bois assemblés au moyen de connecteurs à plaque métallique emboutie n'est pas recommandée. En effet, les éléments de stabilité usuels ne permettent pas le transfert des efforts induits par ces dispositifs de sécurité.

Les lignes de vie peuvent néanmoins être utilisées si une étude spécifique est réalisée.

4.4 Report de charge

Les charges ponctuelles (amenées par d'autres fermes, chevêtres ou équipements tels que conduits de fumées) doivent être entrées en données décomposées par action.

4.5 Exigences particulières

Certaines fonctions ou sollicitations autres que celles traitées dans le présent article peuvent être imposées à la charpente. Elles doivent alors être explicitées par les documents particuliers du marché.

Il s'agit notamment des aspects suivants :

- exigences particulières sur les flèches à respecter en fonction de certains matériaux associés (voir norme NF DTU correspondante, wtot2 selon Annexe Nationale de l'Eurocode 0) et/ou de documents particuliers de marchés (wtot3 selon Annexe Nationale de l'Eurocode 0) ;
- sollicitations particulières prévisibles en matière de transport, manutention et/ou mise en oeuvre ;
- les parties d'ouvrage à stabiliser et/ou à porter par la charpente (long-pans, pignons, conduits de cheminée, cloisons mobiles, etc.) ;
- sollicitations dynamiques alternées ou non (autres que séisme) ;
- exigences en matière de stabilité au séisme ;
- exigences en matière de sécurité incendie.

Une définition précise de performance, sollicitation et/ou de critère de déformation est alors nécessaire dans les documents particuliers du marché.

4.6 Combinaisons pour des bâtiments courants (méthode simplifiée)

Pour des charpentes industrialisées assemblées par connecteurs mises en oeuvre dans des bâtiments courants, fermés de moins de 20 m de hauteur, la recherche des sollicitations peut être déduite des principales combinaisons du Tableau 2 suivant.

Cas charges	Combinaisons	Expression		
1	Charges permanentes	ELU	1,35 G	Permanent et neige
		ELS	G	
2	Charges permanentes + Charge neige uniformément répartie + Charge d'exploitation	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Neige unif.} + 1,5 ψ ₀ Q _{Exp}	
		ELS	G + Q _{Neige unif.} + ψ ₀ Q _{Exp}	
3	Charges permanentes + Charge d'exploitation + Charge neige uniformément	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Exp} + 1,5.ψ ₀ .Q _{Neige unif}	
		ELS	G + Q _{Exp} + ψ ₀ .Q _{Neige unif}	
4 a)	Charges permanentes + Charge d'exploitation dissymétrique (droite) + Charge neige accumulée (droite) + Vent gauche (soulèvement b) perpendiculaire au faitage, dépression interne	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Exp.} + 1,5.ψ ₀ .Q _{Neige} + 1,5.ψ ₀ .Q _{Vent}	
		ELS	G + Q _{Exp.} + ψ ₀ Q _{Neige} + ψ ₀ Q _{Vent}	
5 a)	Charges permanentes + Vent droite (soulèvement b) perpendiculaire au faitage, suppression interne + Charge d'exploitation dissymétrique (gauche) + Charge neige accumulée (gauche)	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Vent} + 1,5.ψ ₀ .Q _{Neige} + 1,5 ψ ₀ .Q _{Exp}	Vent
		ELS	G + Q _{Vent} + ψ ₀ Q _{Neige} + ψ ₀ Q _{Exp}	
6 a)	Charges permanentes minorées + Vent droite (soulèvement b) perpendiculaire au faitage, suppression interne + Charge d'exploitation	ELU	1,0 G + 1,5 Q _{Vent} + 1,5 ψ ₀ Q _{Exp.}	
		ELS	G + Q _{Vent} + ψ ₀ Q _{Exp}	
7	Charges permanentes minorées + Vent parallèle au faitage, suppression interne + Charge d'exploitation	ELU	1,0 G + 1,5 Q _{Vent} + 1,5 ψ ₀ Q _{Exp.}	
		ELS	G + Q _{Vent} + ψ ₀ Q _{Exp.}	
8	Charges permanentes + Poids de l'homme sur arbalétrier + Charge d'exploitation	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Hom/arba.} + 1,5 ψ ₀ Q _{Exp}	Poids de l'homme
		ELS	G + Q _{Hom/arba} + ψ ₀ Q _{Exp}	
9	Charges permanentes + Poids de l'homme sur l'entrait + Charge neige uniformément répartie	ELU	1,35 G + 1,5 Q _{Hom/entrait} + 1,5.ψ ₀ .Q _{Neige unif}	
		ELS	G + Q _{Hom/entrait} + ψ ₀ Q _{Neige unif}	
10	Charges permanentes + Charge neige exceptionnelle (suivant zone) + Charge d'exploitation (valeur fréquente)	ELU	1,0 G + A _{Neige} + ψ ₂ .Q _{Exp}	
		ELS	/	
11 a)	Charges permanentes + Charge crochet de sécurité + Charge d'exploitation (valeur fréquente)	ELU	1,0 G + A _{Crochet} + ψ ₂ .Q _{Exp}	
		ELS	/	
12	Charges permanentes + Sollicitations sismiques éventuelles + Charge d'exploitation. (quasi-permanente) + Charge neige uniformément répartie (quasi-permanente)	ELU	1,0 G + A _{sis.} + ψ ₂ Q _{Exp} + ψ ₂ Q _{Neige unif}	Action accidentelle
		ELS	/	

a) Pour les structures non symétrique à l'axe du faitage : prévoit des combinaisons supplémentaires en inversant le sens de chargement droite devient gauche.

b) Pour les pentes inferieur à 45°.

Tableau 2 Combinaison pour des bâtiments courants

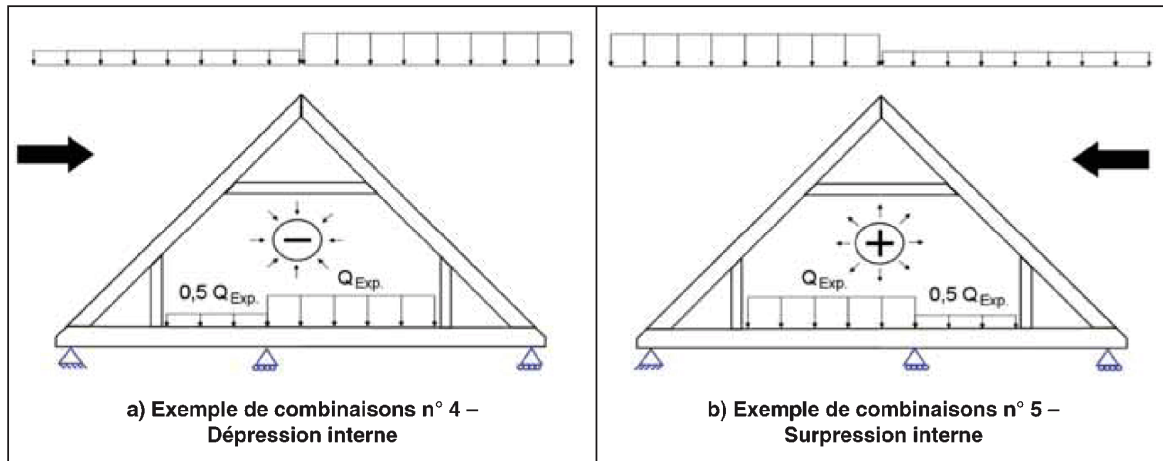


Figure 4 Exemples de combinaisons d'actions dissymétriques

5 Modélisation des fermes

5.1 Généralités

Les calculs sont conduits avec les hypothèses décrites au 5.2 correspondant, entre autres, aux règles de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1). Les hypothèses de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) ne permettent pas de modéliser l'ensemble du domaine d'usage de la charpente en bois assemblées au moyen de connecteurs à plaque métallique emboutie. Le présent document ne couvre donc pas ces règles d'analyse simplifiée objet du paragraphe 9.2.1 (4) de l'Eurocode 5.

5.2 Hypothèses de calcul

Il convient de retenir, pour le schéma statique, les hypothèses suivantes :

- a. ligne d'épure à l'axe de toutes les barres ;

La longueur de l'élément (correspondant à la longueur de chargement) est prise égale à la longueur réelle à l'axe. Celle-ci est définie lors de l'étude par l'épure, en prenant en compte des sections de bois à humidité requise pour la fabrication (selon NF EN 14250).

- b. Prise en compte de la rigidité de l'assemblage pour plaque métallique emboutie (voir NOTE ci-dessous) :

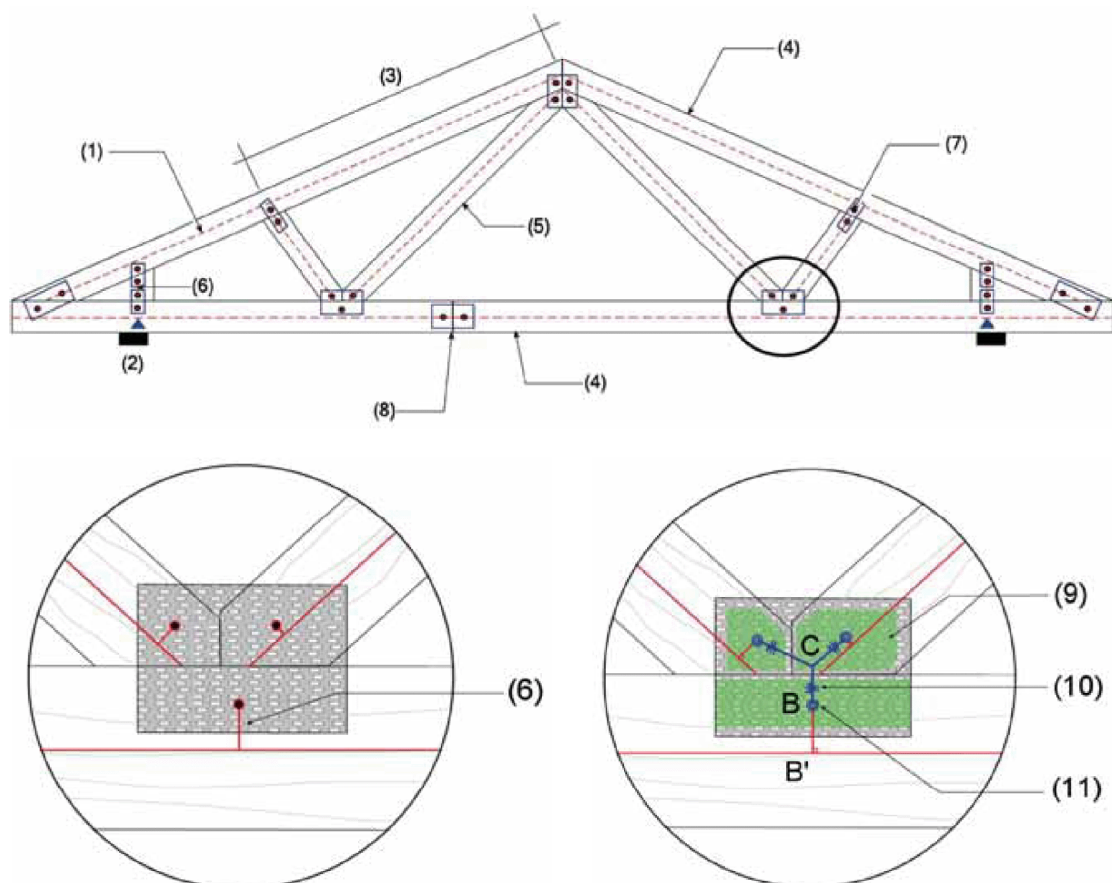
- surface (aire) d'ancrage (Influence des dimensions de la plaque sur la modélisation de la ferme) ;
- glissement d'assemblage (Valeur de K_{ser} (ELS) selon NF EN 14545 et K_u (ELU) selon NF EN 1995-1-1) ;
- prise en compte de la rigidité de l'assemblage pour gousset à base de bois ou plaque perforée (voir NOTE ci-dessous) ;
- nombre d'assembleurs de type tige (pointes, vis, boulons, etc.) ;
- glissement d'assemblage par assembleur (valeur de K_{ser} (ELS) et K_u (ELU) à calculer selon la NF EN 1995-1-1 et rapportée à la surface efficace d'ancrage (Figure 6) ;

NOTE

Introduction d'un élément ressort pour modéliser la rigidité de la surface d'ancrage (translation dans les deux directions et rotation dans le plan).

- c. l'influence de l'excentricité, entre le barycentre de la surface d'ancrage et l'axe de l'élément, doit être pris en compte dans le modèle (par exemple élément de barre fictive). Voir Figure 5. Les barres fictives dans le bois sont créées dès lors que l'excentricité est supérieure à 5 mm. Elles ont une rigidité infinie ;
- d. modélisation des appuis : voir paragraphe 5.3.1 ;
- e. conformément à la NF EN 14250, des jeux minimum étant définis, le contact bois-bois est pris en compte aux vérifications ELU suivant les principes définis en 6.2.1.1 ;
- f. prise en compte du glissement d'assemblage de chantier avec le module de glissement, K_{ser} (ELS) et K_u (ELU) de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1), des organes de type tige correspondants (pointes, boulons, etc.) ;
- g. prise en compte éventuelle des contacts bois-bois modélisés par des barres fictives, selon 5.4.2 (4) de l'Eurocode 5.

L'Annexe Nationale de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1/NA) paragraphe 3.2 (1) P fixe l'humidité de référence pour les calculs des bois massifs.



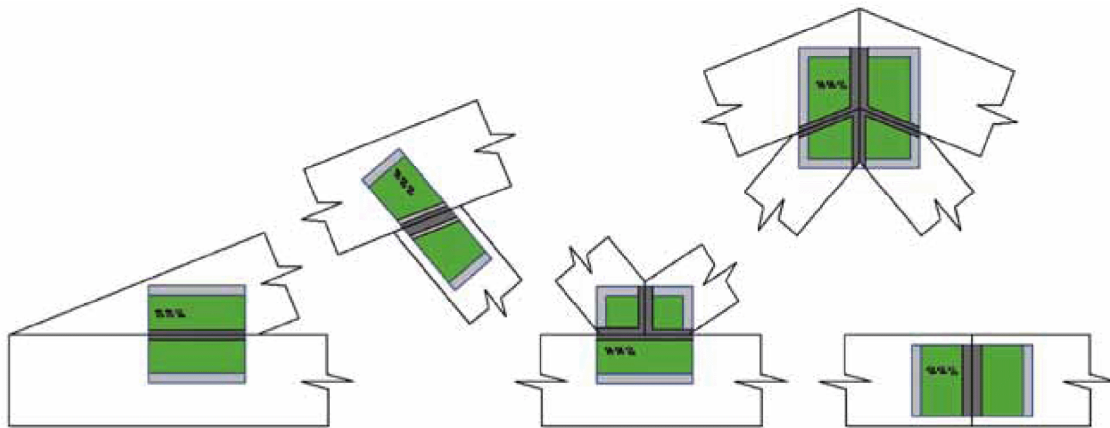
**Modélisation des excentricités
entre barycentre et axe d'élément**

**Modélisation de la rigidité
de l'ancrage**

Légende

- | | | | |
|----|---|----|----------------------------------|
| 1 | Ligne d'épure | 7 | Barycentre de l'ancrage |
| 2 | Appui | 8 | Aboutage |
| 3 | Travée | 9 | Aire efficace d'ancrage |
| 4 | Élément externe | 10 | Raideur d'ancrage en translation |
| 5 | Élément interne | 11 | Raideur d'ancrage en rotation |
| 6 | Barre fictive | | |
| C | Centre géométrique du connecteur | | |
| B | Barycentre de la surface d'ancrage de l'entrait | | |
| B' | Projection perpendiculaire sur la fibre neutre du point B | | |

Figure 5 Exemple de représentation schématique de la modélisation avec prise en compte des excentricités



Légende

- Aire efficace (vert)
- Erreur de positionnement (gris clair)
- Zone inefficace (gris foncé)

Figure 6 Représentation des aires efficaces (A_{ef}) pour les noeuds les plus courants

5.3 Positions et modélisation des appuis

5.3.1 Modélisation de l'appui

5.3.1.1 Choix de la barre d'appui

Lorsque l'appui est en contact avec l'arbalétrier et l'entrait, un choix doit être fait pour l'élément sur lequel l'appui sera placé. La méthode suivante est proposée :

L'appui sera placé au point B', sur l'axe de l'entrait si la condition suivante est respectée :

Le barycentre d'entrait, B, se trouve à l'intérieur de la zone d'efficacité de l'appui (voir Figure 7).

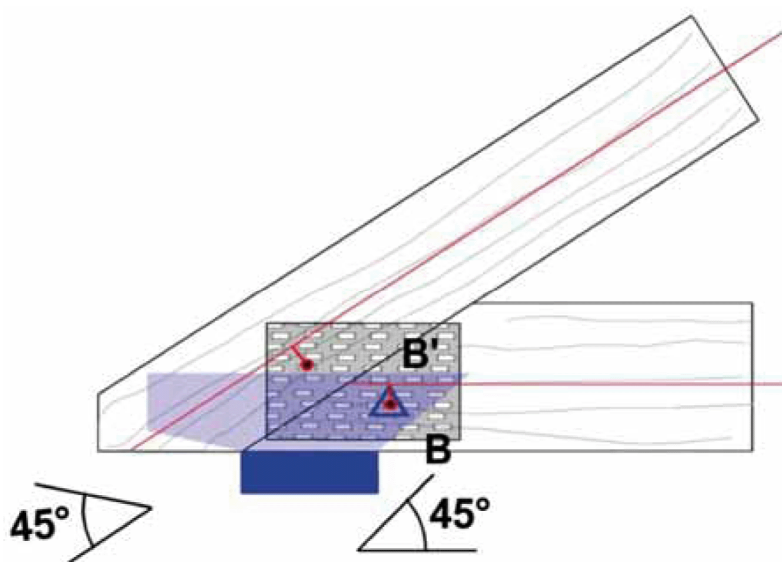


Figure 7 Appui en contact avec arbalétrier et entrait

5.3.1.2 Modélisation du décalage d'appui sur entrait

On distingue deux cas de figure pour la modélisation du décalage d'appui :

1. La projection orthogonale du barycentre de la surface d'ancrage sur l'axe de l'entrait, point B', est à l'intérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°). Ce qui implique :

- l'appui est placé au point B' sur l'axe de l'entrait. Voir Figure 8 ;
- une barre fictive est créée entre B et B'.

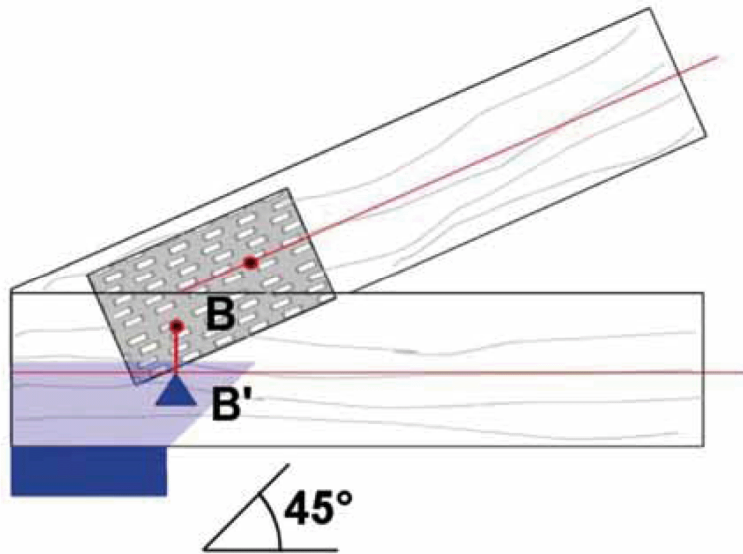


Figure 8 Appui au droit du barycentre

2. La projection orthogonale de B sur l'axe d'entrait point B', est à l'extérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°). Ce qui implique :

- l'appui est placé au point A qui est en limite de la zone d'efficacité de l'appui sur la fibre neutre de l'entrait ;
- le point B' est créé : projection orthogonale de B sur l'axe d'entrait. Voir Figure 9 ;
- une barre fictive est créée entre B et B'. Voir Figure 9.

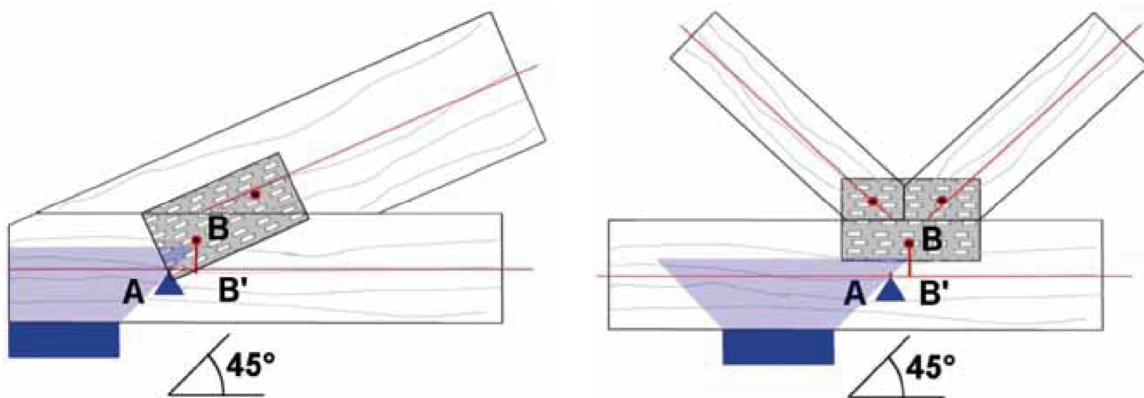


Figure 9 Appui en limite de la zone d'efficacité

Dans tous les cas de décalages, la vérification par calcul doit porter aussi sur les contraintes de flexion et de cisaillement.

NOTE

En cas de cisaillement excessif, et pour éviter de surdimensionner l'entrait, il est recommandé de positionner le barycentre dans la zone d'efficacité de l'appui (changement de position du connecteur).

5.3.1.3 Modélisation du décalage d'appui sur arbalétrier

La méthode suivante est proposée :

1. L'appui est placé au point A (voir Figure 10) qui est l'intersection entre :
 - l'axe de l'arbalétrier ;
 - une ligne partant du nu intérieur de l'appui avec un angle de 45° par rapport au fil de l'arbalétrier.

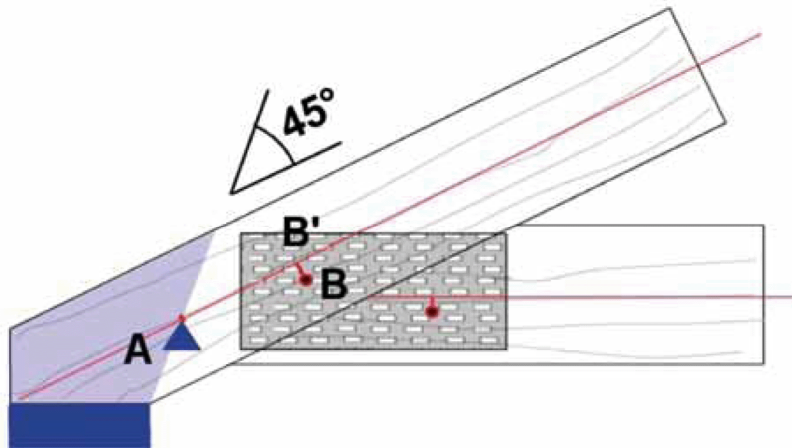


Figure 10 Décalage de l'appui

2. L'appui est placé au point B' lorsque la projection orthogonale du barycentre B de la surface d'ancrage sur l'axe de l'arbalétrier est à l'intérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°) (voir Figure 11).

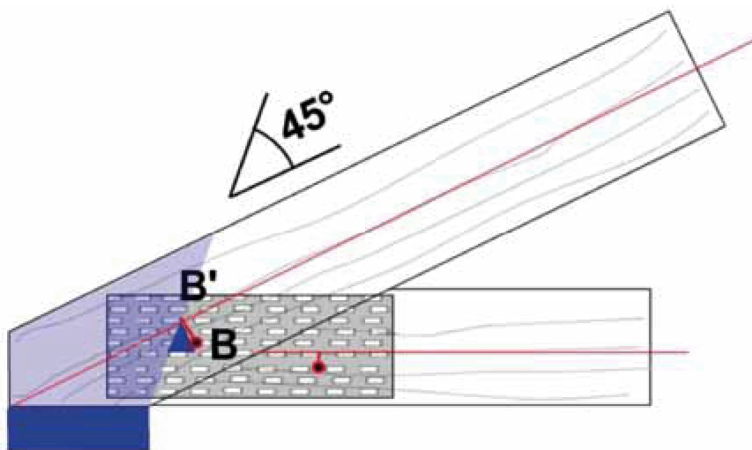


Figure 11 Décalage de l'appui

5.3.1.4 Modélisation de l'écoinçon

Le module d'élasticité de la barre modélisant l'écoinçon peut être défini de deux manières suivant son mode d'assemblage à l'arbalétrier et à l'entrait :

- l'écoinçon est assemblé avec deux paires de connecteurs :
Le module d'élasticité de la barre est le module perpendiculaire aux fibres : $E = E_{90, \text{mean}}$ (voir Figure 12).
La largeur de cette barre fictive, L , est égale à la longueur de la barre fictive.

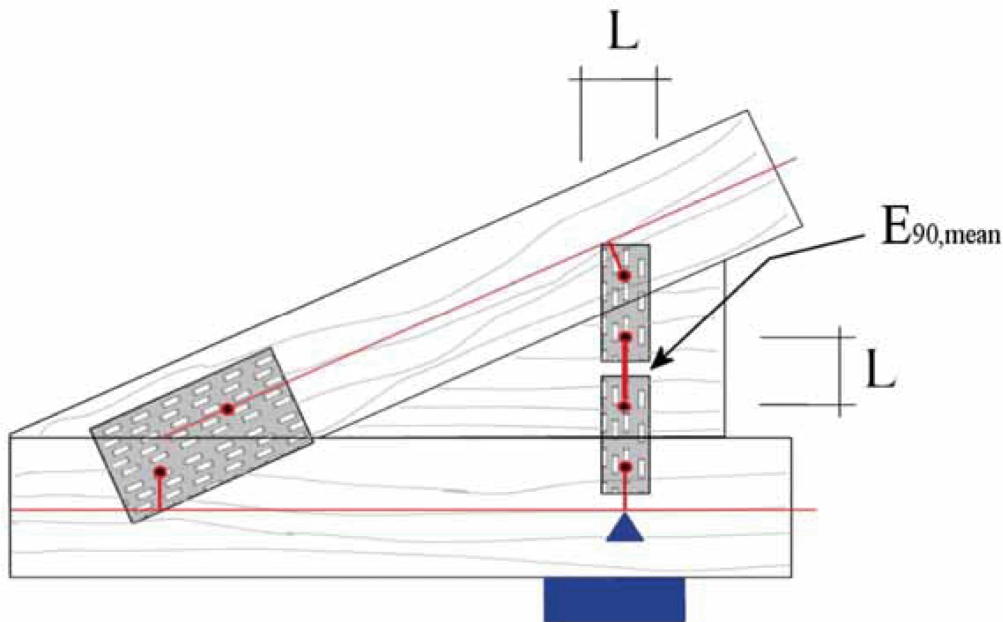


Figure 12 Assemblage de l'écoinçon avec deux paires de connecteurs

- L'écoinçon est assemblé avec une paire de connecteurs :
Le module d'élasticité de la barre peut être pris comme infini (voir Figure 13).

NOTE

Les glissements représentent seuls la raideur du système « ancrage arbalétrier – connecteur – ancrage entrainé ».

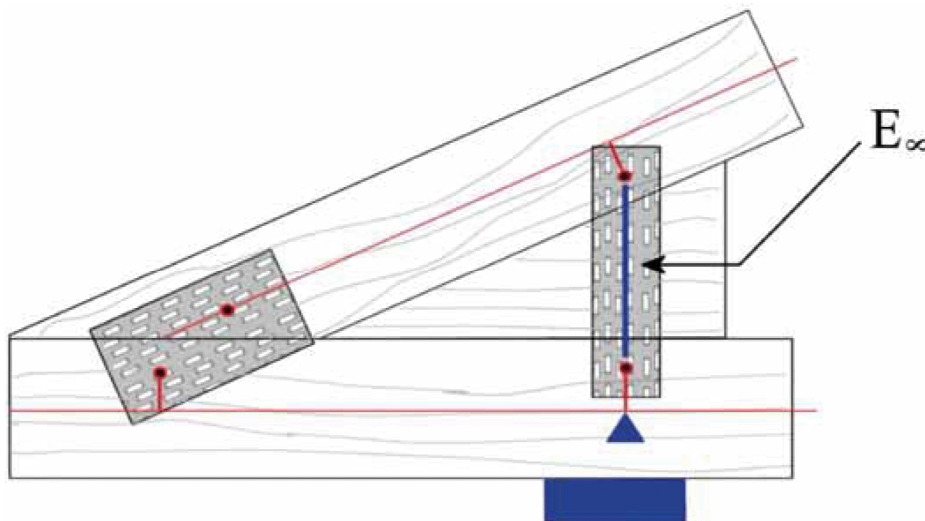


Figure 13 Assemblage de l'écoinçon avec une paire de connecteurs

5.3.2 Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés

La transmission de couples à l'infrastructure (entraînant des efforts locaux d'arrachement d'ancrage) par deux appuis rapprochés, supposés rigides, n'est admise que si la condition suivante est satisfaite :

$$d \geq \max \begin{cases} h/3 \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas contraire on doit tenir compte de la rigidité des ancrages dans le modèle de calcul.

La résistance, la rigidité et la fiabilité des dispositifs de reprise des efforts d'arrachement doivent être justifiées (voir Figure 14).

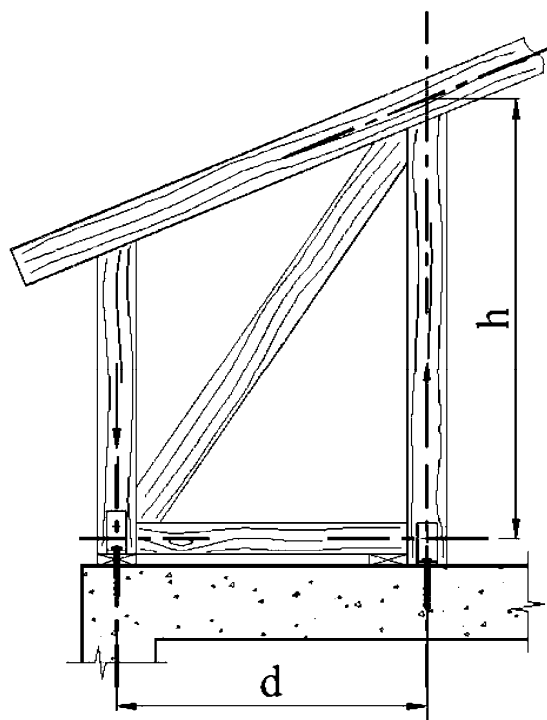


Figure 14 Reprise d'arrachement

5.3.3 Technologie des appuis

Dans tous les cas, les hypothèses de calcul, propres à chacun des appuis, doivent tenir compte des caractéristiques de rigidité des appareils d'appui.

Pour les appuis roulants, on admet l'emploi d'appareils d'appuis de technologie simple (équerres, boîtiers) si la condition suivante est respectée :

$$u_{\text{appui}} \leq 6 \text{ mm}$$

avec :

- u_{appui} le déplacement de l'appui sous le cas de charge ELS le plus défavorable.

Cette simplification n'est admissible que sous réserve que la portée telle que définie en 4.1 entre appuis de la ferme n'excède pas 18 m.

5.4 Cas particuliers

5.4.1 Fermes dissymétriques (chien-assis)

Il est question ici des fermes de combles habitables prenant appui à deux niveaux différents (sablère haute de façade de lucarne et plancher inférieur par exemple), sollicitées par chargement vertical. Les poussées horizontales, alors engendrées, ne peuvent en général pas être reprises par l'infrastructure. Voir Figure 15.

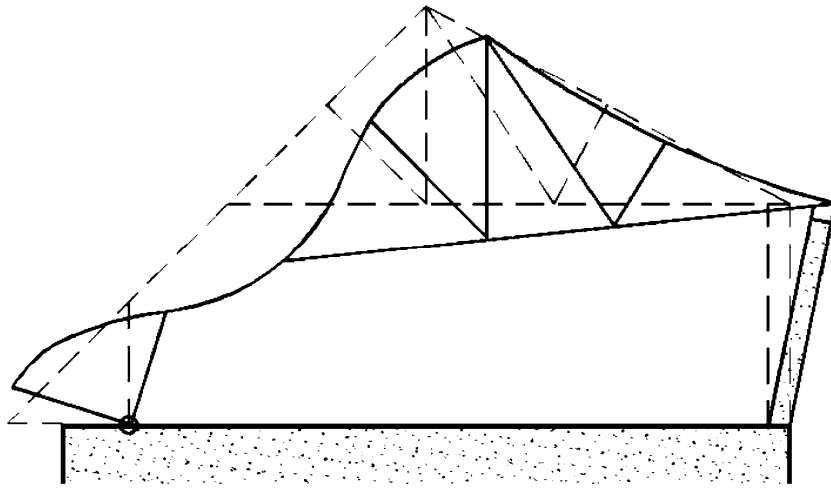


Figure 15

Un dispositif de reprise de la poussée doit être conçu. Le calcul doit être conduit selon 6.3 .

Exemples de dispositif de reprise de la poussée :

- poutre longitudinale dans le plan des entrants (voir Figure 16) ;
- une poutre longitudinale, dans le plan vertical, fournissant un appui supplémentaire aux fermes (voir Figure 17) ;
- ou toute autre combinaison des deux systèmes.

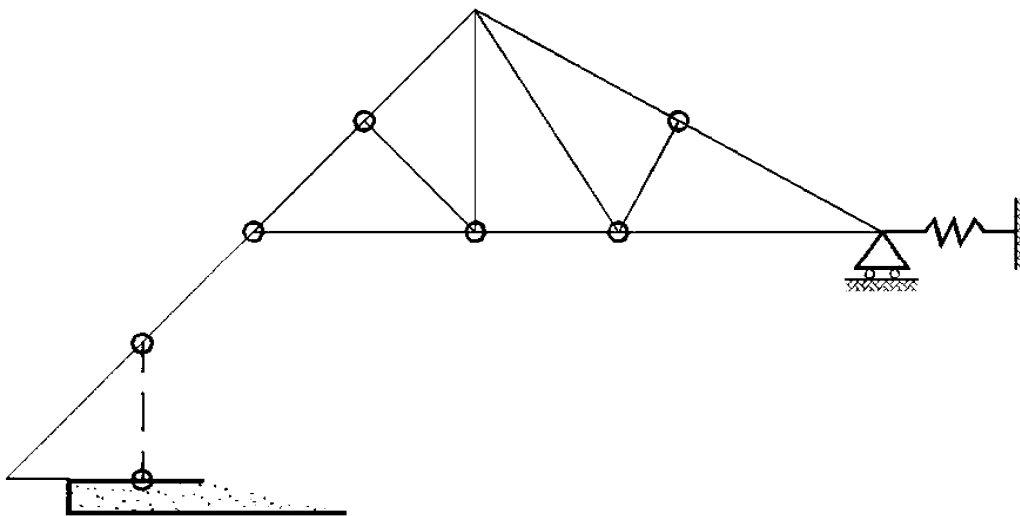


Figure 16 Modélisation du dispositif pour la reprise d'effort horizontal

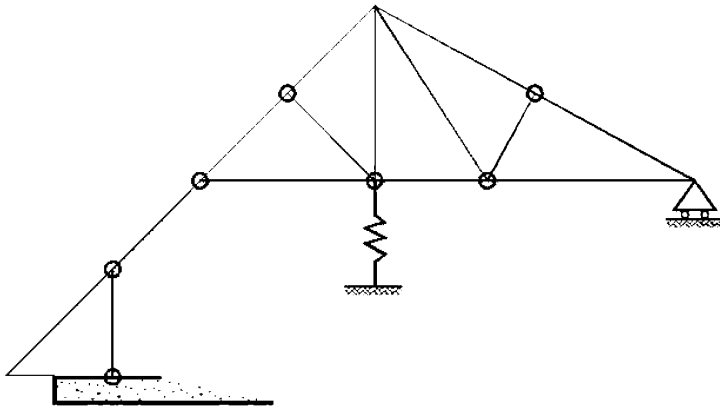


Figure 17 Modélisation du dispositif pour la reprise d'effort dans le plan vertical

5.4.2 Fermes sur planchers peu rigides

Dans le cas des fermes sans entrait porteur, mises en oeuvre sur les planchers dont la raideur ne peut pas être considérée comme très grande devant celle de la ferme (planchers en bois par exemple), les mesures suivantes sont nécessaires :

- les raideurs du plancher doivent être incorporées dans le modèle statique de la ferme (appui élastique, barre fictive, élément porteur du plancher équivalent, etc.) ;
- les raideurs des liaisons aux points d'appuis de la ferme doivent être incorporées dans le modèle (glissement d'assemblage, K_{ser} et K_u).

6 Justifications

Les vérifications doivent être menées conformément à l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) et son Annexe Nationale.

6.1 Barres

6.1.1 Généralités

Les propriétés mécaniques des bois massifs de section rectangulaire (conformes à la NF EN 14081-1) sont fournies par la NF EN 338. Les propriétés des bois lamellés (conformes à la NF EN 14080) sont fournies par la NF EN 1194. Les propriétés des BMR sont fournies par la NF B 52-010. Les propriétés des lamibois (LVL) sont déclarées conformément à NF EN 14374.

NOTE

Méthode de calcul des sections à 12 % : D_{ref} étant la dimension (épaisseur ou hauteur) connue de l'élément à H_{ref} % d'humidité, et D la dimension cherchée de l'élément à 12 % d'humidité, on obtient : $D = D_{ref} * [1 - \beta_{90} * (H_{ref} - 12)]$; avec : $\beta_{90} = 0,0025$ (coefficient issu de la NF EN 336).

EXEMPLE Élément dont la section est de 36 mm² x 97 mm² à 20 % d'humidité :

- épaisseur à 12 % = $36 * [1 - 0,0025 * (20 - 12)] = 35,28$ mm ;
- largeur à 12 % = $97 * [1 - 0,0025 * (20 - 12)] = 95,06$ mm.

Dans les calculs aux ELU (résistances) et aux ELS (déformations), la section à utiliser pour le calcul de cet élément est de 35,28 mm² x 95,06 mm².

6.1.2 Vérification ELU des barres

Les barres doivent être vérifiées conformément aux règles de la NF EN 1995-1-1, et à celles citées au paragraphe précédent.

L'effet système peut être pris en compte par le coefficient, k_{sys} , conformément aux paragraphes 6.6 (1), (2) et (3) de l'Eurocode 5.

Facteurs de hauteur pour les bois massifs :

- flexion : si la hauteur est inférieure à 150 mm, la résistance en flexion, $f_{m,k}$, peut être augmentée du facteur k_h ;
- traction : si la plus grande dimension de la section est inférieure à 150 mm, la résistance en traction, $f_{t,0,k}$, peut être augmentée du facteur k_h :

$$\text{où } k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}$$

Pour les autres matériaux, utiliser les facteurs de hauteur donnés dans l'Eurocode 5 paragraphes 3.2, 3.3 et 3.4.

6.1.3 Longueurs de flambement

6.1.3.1 Flambement dans le plan de la ferme

Pour les barres périphériques, la longueur de flambement est la longueur d'épure de la barre entre deux noeuds multipliée par 0,8, avec les conditions suivantes :

- barres continues sur deux travées au moins ;
- barres avec une charge répartie (génératrice de flexion).

Pour la vérification des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue.

Cas particulier :

Pour les fermes totalement triangulées et si les éléments ne sont pas chargés dans leur plan entre deux noeuds, la longueur efficace de flambement est la longueur de travée (voir Figure 18).

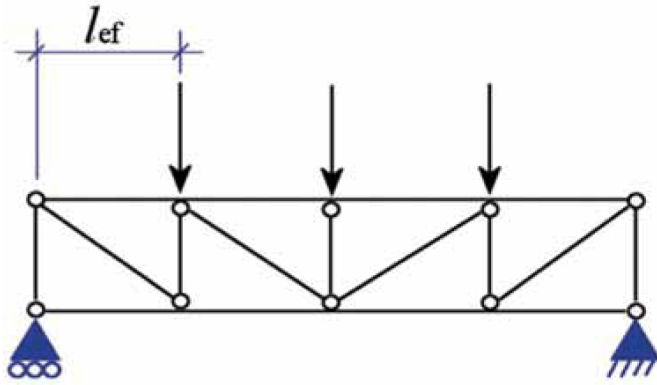


Figure 18

6.1.3.2 Flambement hors plan – cas général

Pour la vérification des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue sauf si elle est maintenue par une ou plusieurs lisses ou tout autre dispositif d'antiflambement.

Pour la vérification des barres périphériques comprimées (arbalétriers notamment), la longueur de flambement hors plan, l_{ef} , est définie comme suit :

$$l_{ef} = c \times e$$

où :

- e
 - antiflambement de type A (définition au 6.4.2.1) :
 e = entraxe des fermes (limite maximale de l'entraxe des éléments de rappel au 6.4.2.1)
 - antiflambement de types B et C (définition aux 6.4.2.2 et 6.4.2.3) :
 e = entraxe des éléments de rappel
- c coefficient dépendant de la portée (voir Tableau 3).

On entend ici par « portée », la plus grande distance entre deux appuis consécutifs (pris en compte dans le calcul) de la ferme étudiée (voir Figure 1).

Portée de la ferme	Coefficient c
≤ 9 m	0,9
$9 < \text{portée} < 11$ m	$c = \text{portée} / 10$
≥ 11 m	1,1

Tableau 3 Exemple de coefficient pour la longueur de flambement hors du plan

Lorsque l'antiflambement est assuré par des panneaux cloués directement sur les fermes, l_{ef} est égal à :

$$l_{ef} = 1,1 \cdot d$$

où :

- d est la distance entre points de fixation sur l'arbalétrier.

La méthodologie de justification de ces dispositifs d'antiflambement est donnée au 6.4 .

Les trois types d'antiflambement envisagés ci-après sont définis au 6.4 :

- type A : Antiflambement continu par diagonales sous arbalétriers ;
- type B : Antiflambement par poutre au vent ;
- type C : Antiflambement par le chaînage des pignons en maçonnerie.

Lors de la vérification du flambement hors plan des barres composées (par exemples fermes multiples), il convient d'appliquer l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) pour le calcul de l'inertie efficace, I_{ef} .

6.1.3.3 Flambement hors plan – barre de réhausse

Réhausse d'arbalétrier (voir Figure 19) :

La longueur de flambement de la réhausse sera le maximum entre :

- l'entraxe des organes de liaisons (connecteurs), d_c ;
- la longueur de flambement de l'arbalétrier, $l_{ef,arba,y}$ définie selon 6.1.3.2 .

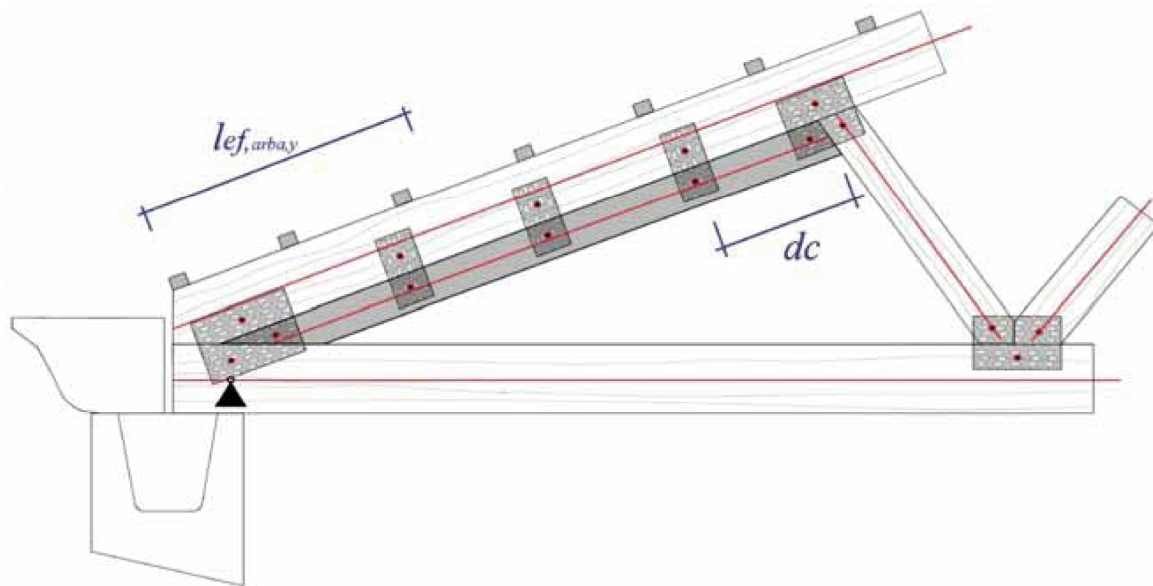


Figure 19 Longueur de flambement de la barre de rehausse

Rehausse des autres barres :

La longueur de flambement de la rehausse sera le maximum entre :

- l'entraxe des organes de liaisons (connecteurs), d_c ;
- l'entraxe des éléments de rappel (lambourdes, entretoises, lisses filantes, etc.).

6.1.4 Déversement

Pour les pièces fléchies, la vérification du déversement est effectuée par calcul selon la règle énoncée dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

Pour l'application de cette règle, la présence des éléments latéraux et secondaires (lisses filantes, entretoises etc.) peuvent être pris en compte dans l'étude.

6.2 Assemblages

6.2.1 Règles générales

6.2.1.1 Vérification ELU

L'effet système peut être pris en compte tel que défini dans le paragraphe 6.1.2 .

Pour la vérification de la surface de contact de l'ancrage, on soustrait la tolérance de positionnement, définie dans la norme NF EN 14250 , à l'aire efficace (A_{ef}) définie dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

Lors de la prise en compte du contact bois-bois, il convient de considérer la composante de l'effort de compression perpendiculaire à la surface de contact telle que définie dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1), pour :

- la vérification des surfaces d'ancrage ;
- la vérification de la capacité de la plaque.

6.2.1.2 Vérification ELS

Pour le calcul des déformations, on doit tenir compte des glissements et du fluage des assemblages.

Les modules de glissement, K_{ser} des assemblages sont évalués sur la base de résultats d'essai (selon NF EN 14545 et NF EN 1075). Le fluage des assemblages est supposé égal à celui des bois assemblés.

6.2.1.3 Règles constructives

Le recouvrement minimum du connecteur sur l'élément de bois, h_e (voir Figure 20), indiqué sur les plans de fabrication, est au moins égal à :

$$\max \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ h/3 \end{cases}$$

où :

- h est la hauteur de l'élément de bois.

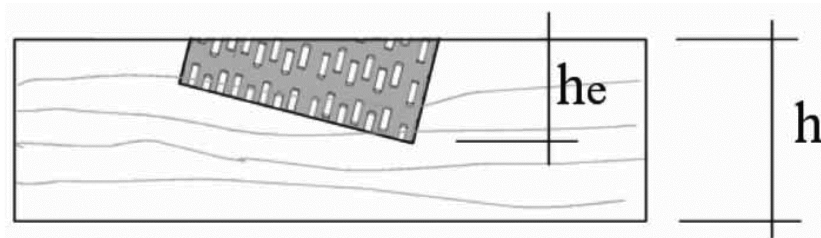


Figure 20 Hauteur de recouvrement

6.2.1.4 Joints de transport ou de chantier

Les assemblages réalisés sur chantier doivent être dimensionnés dans le cadre de l'étude de la ferme. Leurs caractéristiques mécaniques doivent être incorporées aux hypothèses de cette étude. D'autre part, ils doivent être décrits sur les plans de pose.

Les raideurs K_{ser} doivent être prises en compte lorsque leur incidence est avérée.

Lorsque l'on ne peut pas éviter la création de moments secondaires perpendiculaires au plan de ferme, on étudie les mesures à mettre en oeuvre (contreventements, antifiambements) pour en éliminer les conséquences néfastes.

6.2.2 Vérifications locales

6.2.2.1 Traction axiale (en rupture de bloc)

La traction axiale induite par l'effort d'assemblage doit être vérifiée si la condition suivante est constatée :

$$h_e \leq \frac{h}{2}$$

où :

- h_e est la hauteur de recouvrement du connecteur ;
- h est la hauteur de l'élément.

La section de référence $A_{net,t}$ pour la vérification de la traction axiale est définie sur la Figure 21 :

$$A_{net,t} = h_e \cdot b$$

La traction axiale doit être vérifiée selon les règles énoncées dans l'Annexe A de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

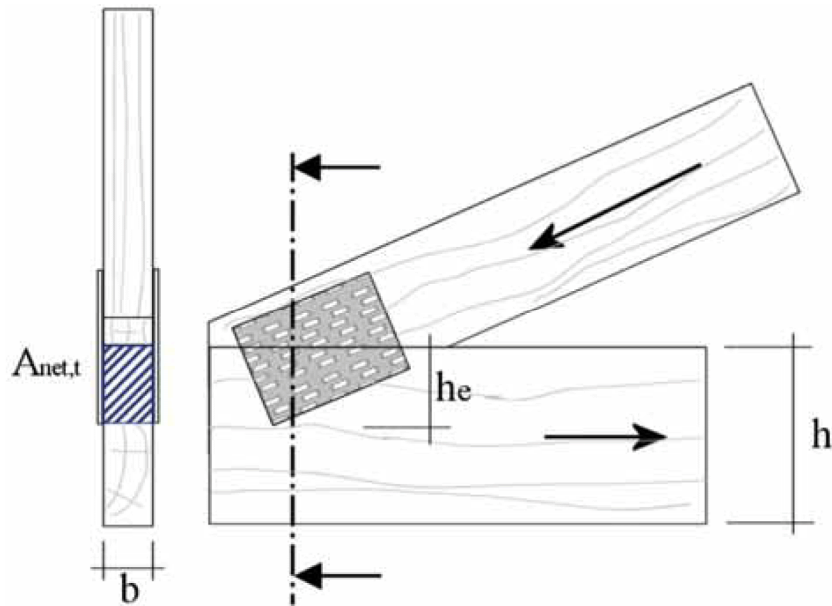
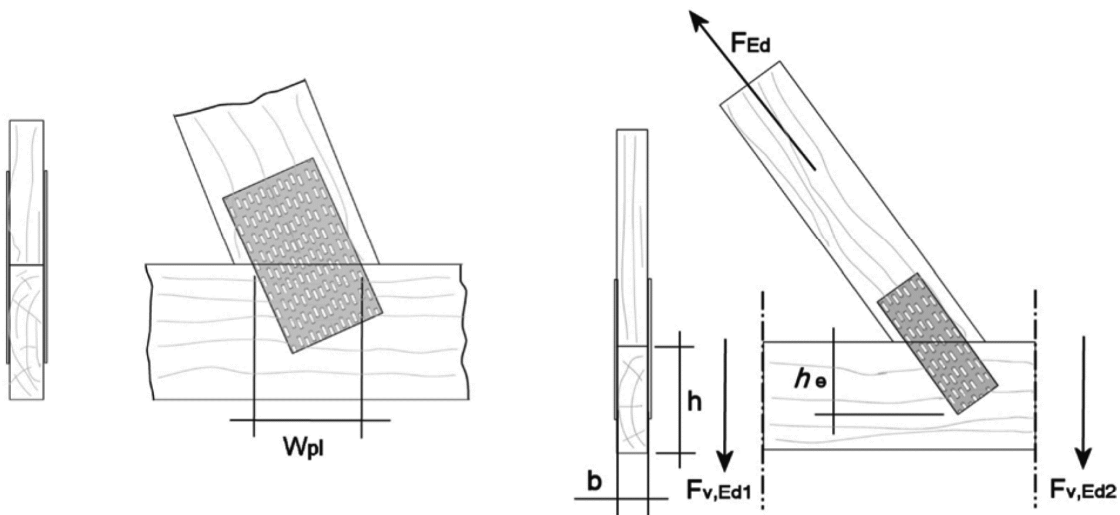


Figure 21 Section de référence pour la vérification de la traction axiale

6.2.2.2 Traction transversale

La traction transversale doit être vérifiée selon les règles énoncées dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

Pour l'application de cette règle les dimensions indiquées dans les figures suivantes doivent être utilisées (voir Figures 22 et 23).



Légende

h est la hauteur de l'élément bois en millimètres (mm)

h_e est la distance de rive chargée vis-à-vis du bord de la plaque en millimètres (mm)

b est l'épaisseur de l'élément en millimètres (mm)

w_{pl} est la largeur de la plaque métallique emboutie parallèlement au fil en millimètres (mm)

Figure 22 — Figure 23

6.2.2.3 Cisaillement (en rupture de bloc)

Le cisaillement doit être vérifié selon les règles énoncées dans l'Annexe A de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

6.2.3 Joints de continuité

Pour les joints de continuité par connecteurs (paragraphes 6.2.3.1, 6.2.3.2 et 6.2.3.3), il est recommandé de privilégier le positionnement du joint au voisinage de l'emplacement théorique du point de moment minimal.

NOTE

Cette position est en général évaluée sous la combinaison : $1,35 G + 1,5 Q_{\text{Neige unif.}} + 1,5 \psi_0 Q_{\text{Exp.}}$

6.2.3.1 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs

Les connecteurs utilisés dans les joints de continuité des barres périphériques ont au minimum les dimensions suivantes (voir Figure 24) :

- en hauteur : $0,6 \times h$ (h est la hauteur de l'élément bois) ;
- en longueur : $1,2 \times h$;
- min 72 mm x 150 mm.

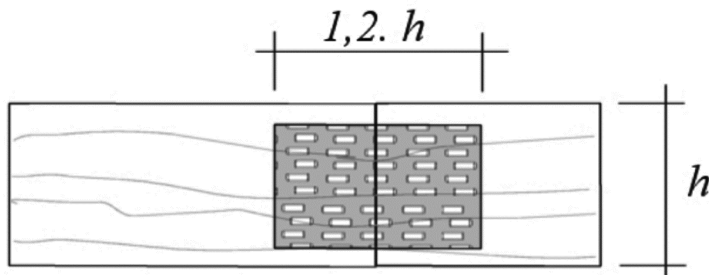
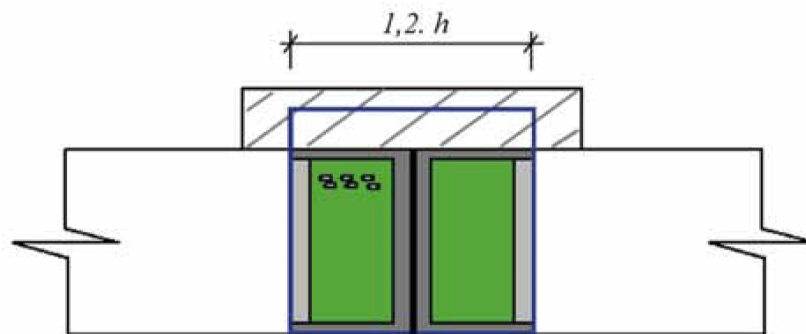


Figure 24 Joint de continuité à une paire de connecteurs

6.2.3.2 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs à l'aide d'une cale

S'il n'existe pas de connecteur à la dimension du bois, l'assemblage peut être réalisé à l'aide d'un connecteur de dimension supérieure au bois (voir Figure 25) auquel cas une cale doit être mise en oeuvre. Pour la vérification de la résistance du connecteur :

- la cale participe à la tolérance de positionnement du côté de la cale ;
- la partie de connecteur sur la cale (ancrage et joint) n'est pas prise en compte.



Légende

- Aire efficace (vert)
- Erreur de positionnement (gris clair)
- Zone inefficace (gris foncé)

Figure 25 Exemple de joint avec cale

6.2.3.3 Assemblages de continuité à deux paires de connecteurs

Pour les bois de hauteur h inférieure à 250 mm à 20 % d'humidité, la longueur minimum des connecteurs est de $1,2 \times h$ (voir Figure 26).

NOTE

Il est recommandé de prendre la hauteur totale h' de l'assemblage au moins égale à 0,9 fois la hauteur des pièces h .

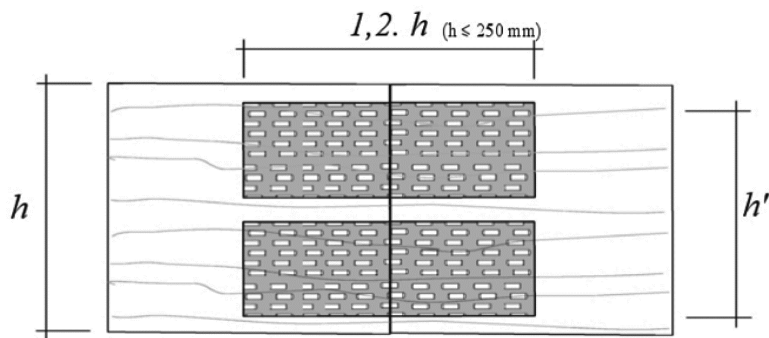


Figure 26 Joint de continuité à deux paires de connecteurs

Pour les bois de hauteur supérieure à 250 mm à 20 % d'humidité, la longueur des connecteurs est issue du dimensionnement.

6.2.3.4 Assemblages de chantier

Tous les assemblages de chantier (et faisant appel à des plaques d'acier pré-percées, goussets en contreplaqué cloués, fourrures en bois massif, boulons) doivent être étudiés et calculés selon les règles de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) et définis sur plan (voir Figures 27 et 28).

NOTE

L'Annexe A donne des exemples de résistance caractéristique.

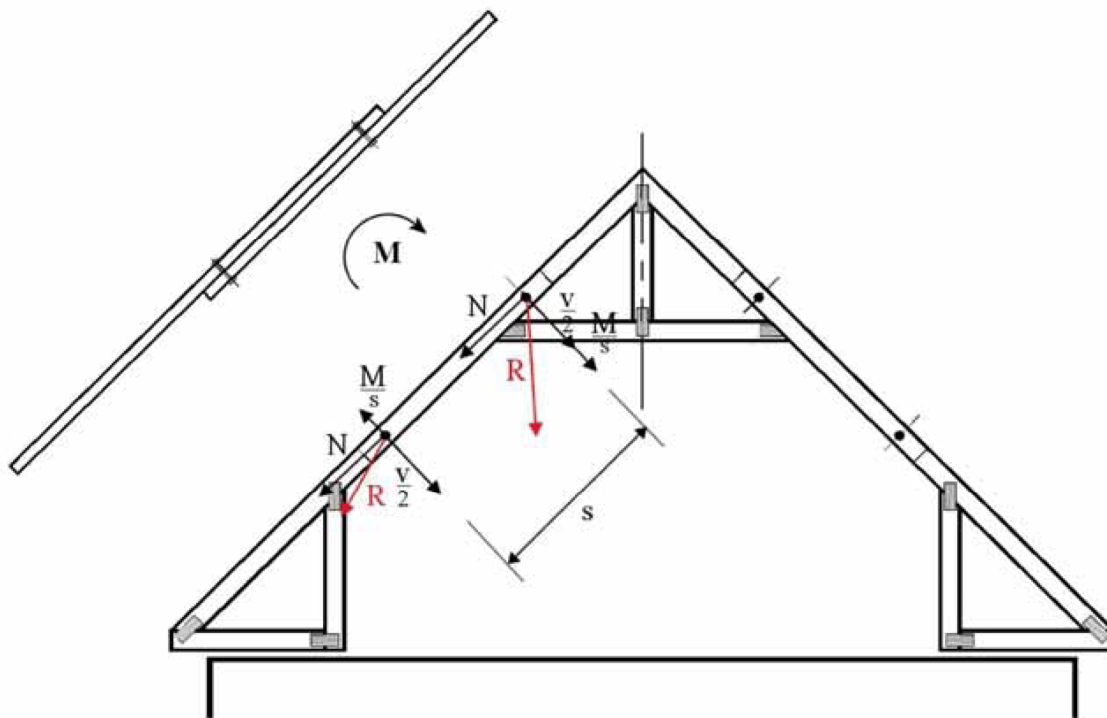


Figure 27 Joints par recouvrement

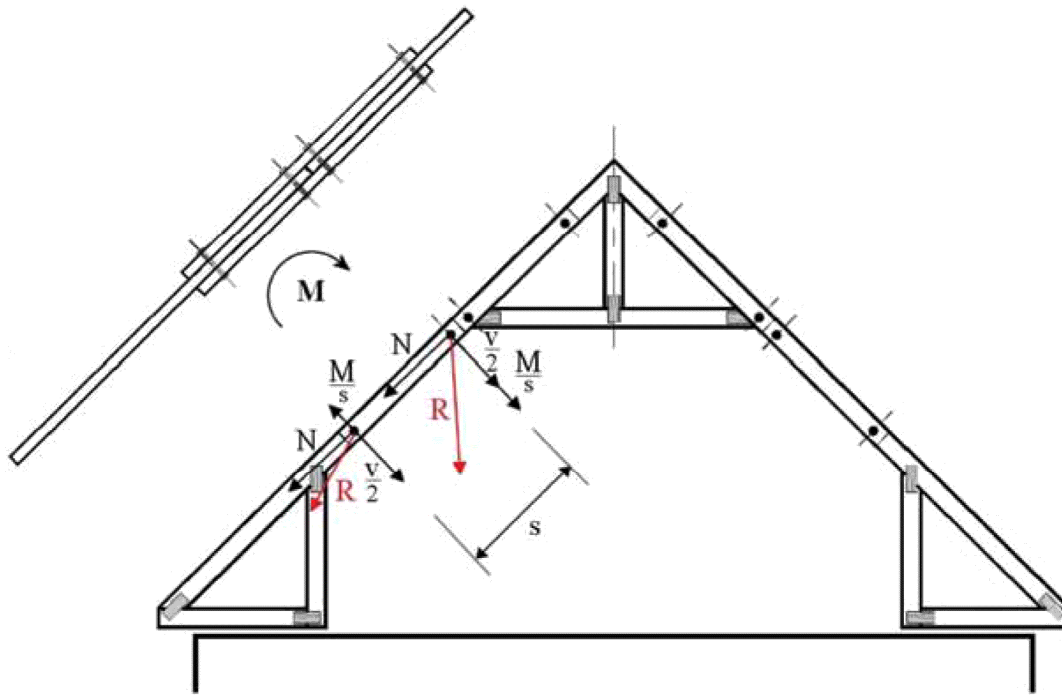


Figure 28 Joints par fourrures (Schéma de reprise d'efforts)

6.3 Fermes

6.3.1 Vérifications ELS

Pour la vibration, les méthodes de calcul données dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) ne sont pas applicables pour les fermes à entrain porteur.

Les flèches sont illustrées dans la NF EN 1995-1-1/NA.

6.3.2 Méthodes de calcul / fluage

Le fluage doit être pris en compte par le coefficient k_{def} conformément à la règle énoncée dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).

6.3.3 Déplacements aux noeuds et flèches limites

Des exemples définissant des déplacements aux noeuds et des flèches limites sont donnés en Figure 29. En application de l'annexe nationale de la norme NF EN 1990 (Eurocode 0), ces déformations correspondent aux déformations limites w_{lim1} .

Des déformations limites w_{lim2} (ou w_{tot2}) peuvent être imposées par des documents de mise en oeuvre de matériaux de second oeuvre (DTU, avis techniques, Documents Techniques d'Application, etc.). En l'absence de ces valeurs, la déformation calculée u_{lim2} (ou u_{tot2}) doit être indiquée.

NOTE

Les deux notations w_{lim2} (ou u_{lim2}) et w_{tot2} (ou u_{tot2}) peuvent être utilisées indifféremment.

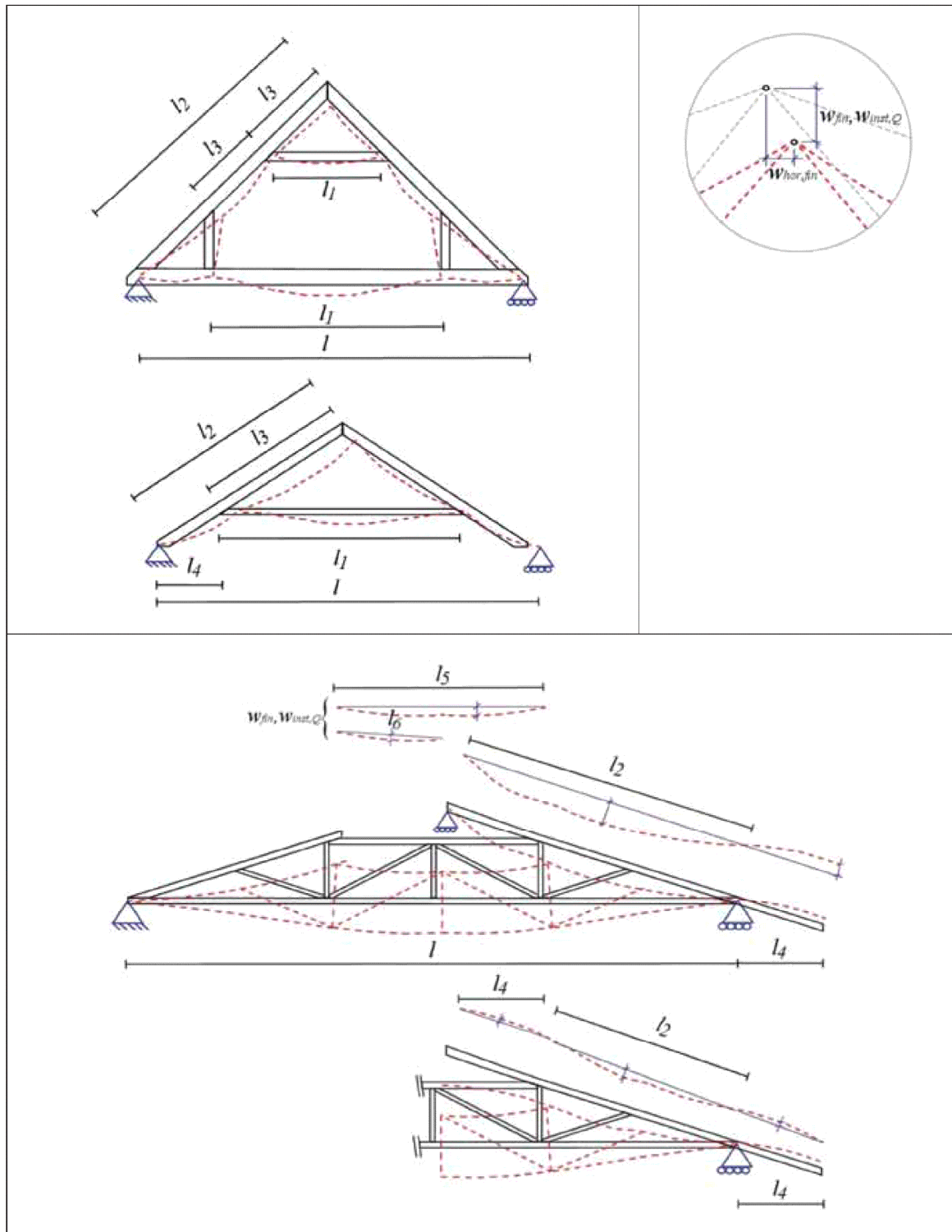
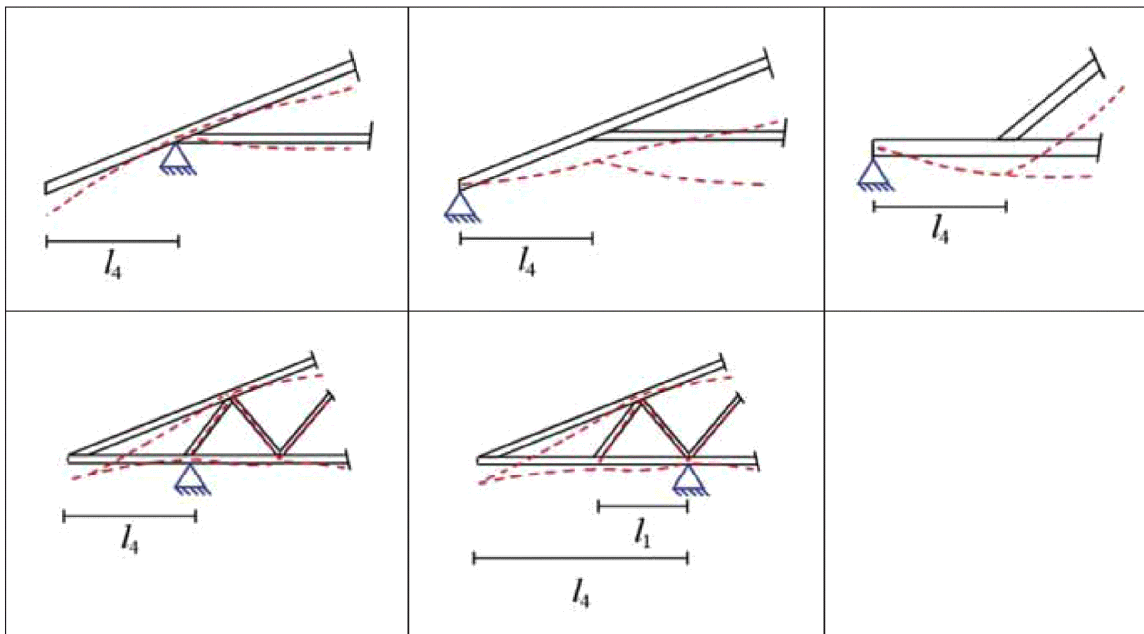
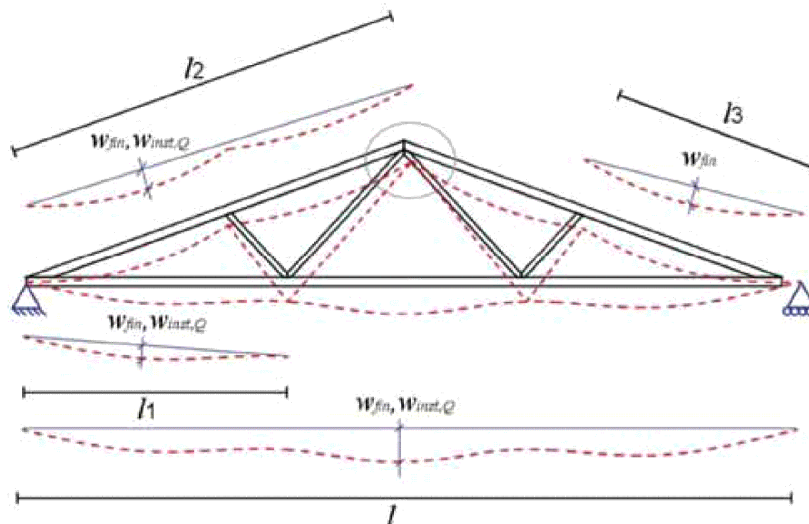


Figure 29 Exemples de déplacements aux noeuds flèches limites
(1)



Avec :

- l portée de référence (voir Tableau 4)
- l_1 longueur des différents panneaux d'entrait entre deux nœuds de triangulation (ou entre un nœud de triangulation et un appui)
- l_2 longueur totale de l'arbalétrier
- l_3 longueur des différents panneaux d'arbalétrier entre deux nœuds de triangulation
- l_4 longueur horizontale entre le nœud et l'appui d'un élément en porte à faux ou d'un appui en flexion
- l_5 longueur totale de l'entrait haut de ferme tronquée
- l_6 longueur des différents panneaux d'entrait haut de ferme tronquée entre deux nœuds de triangulation

Figure 29 Exemples de déplacements aux noeuds flèches limites
(2)

	$w_{\text{net,fin}}$	$w_{\text{inst,Q}}$
Arbalétrier	$l_2 / 200$ $l_3 / 150$	$l_2 / 300$
Entrait	$l / 200$ $l_1 / 200$	$l / 300$ $l_1 / 300$
Entrait haut de ferme tronquée	$l_5 / 200$ $l_6 / 150$	$l_5 / 300$
Noeud de triangulation	$w_{\text{vert,fin}} = l / 200$ $w_{\text{hor,fin}} = 12 \text{ mm}$	$w_{\text{vert,inst,Q}} = l / 300$
Console et appui en flexion	$w_{\text{vert,fin}} = \text{Max} [l_4 / 100 ; 6 \text{ mm}]$	

Tableau 4 Valeurs limites de déformations

Pour la vérification des déplacements aux noeuds, la portée de référence (l) d'une ferme représente la distance entre appuis rigides telle que définie dans le Tableau 5 et devant satisfaire les valeurs limites indiquées dans le Tableau 3. Les fermes singulières coupées au droit des accidents de toiture (cheminée, lucarne, fenêtre de toit, escalier, etc.) ne sont pas concernées par la présente définition de la portée de référence.

Comble perdu		
Deux appuis :		
Trois appuis :		

Tableau 5 portées de référence pour les déformations

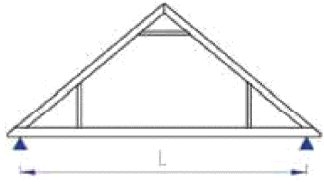
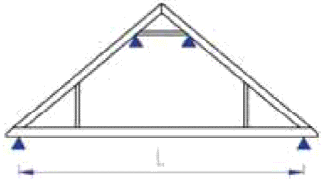
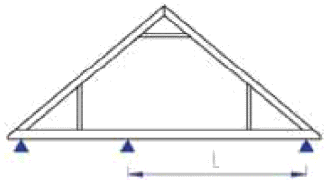
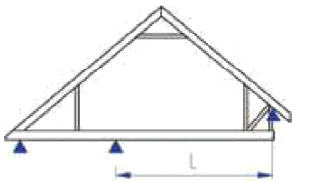
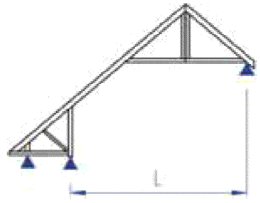
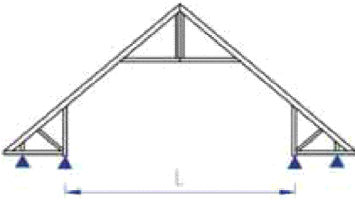
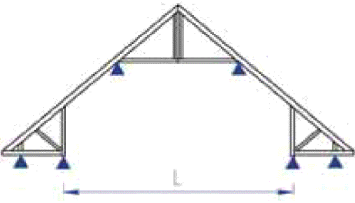
Entrait porteur		
Deux appuis : 		Quatre appuis : 
Trois appuis :  		
Ferme sur dalles		
Trois appuis : 	Quatre appuis : 	Six appuis : 

Tableau 5 Portées de référence pour les déformations (suite)

6.3.4 Spécificité des appuis intermédiaires

Les appuis intermédiaires sont situés de préférence au droit de noeuds de triangulation.

Concernant les fermes ayant au moins un appui sur un élément porteur en flexion, on distingue deux cas :

- Lorsque les déformations de la (ou des) poutre(s) n'influent pas sur le comportement des fermes portées (pas d'interaction hyperstatique ; par exemple, fermes de croupes), le calcul des fermes portées est conduit comme pour une ferme isolée.
- Dans le cas d'un appui intermédiaire constitué par une poutre porteuse, les déformations de celle-ci influent sur le fonctionnement des fermes portées. Le treillis est alors globalement considéré comme hyperstatique, à moins que des dispositions ne soient prises pour supprimer la continuité sur les appuis intermédiaires. Il existe différentes méthodes pour l'approche par calcul de ce type de systèmes :
 - Méthode 3D** : La méthode la plus précise consiste à réaliser le calcul global d'un modèle incorporant la totalité des fermes portées et de la poutre porteuse. Les éventuels glissements d'assemblage devront être pris en compte.
 - Méthode 2D** : Déroulement de la méthode de calcul :
 - Calcul de la ferme portée sans déplacement des appuis (la poutre porteuse étant considérée comme infiniment rigide dans son propre plan) (Figure 30).

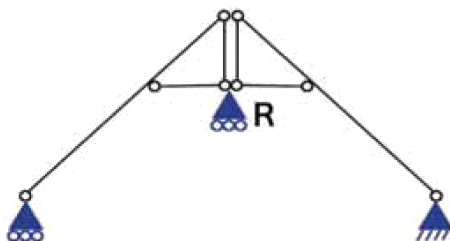


Figure 30 Modélisation avec appui rigide

2. Calcul de la flèche de l'élément porteur, $u_{fin,poutre}$, en tenant compte des réactions d'appui de l'étape 1 (Figure 31).

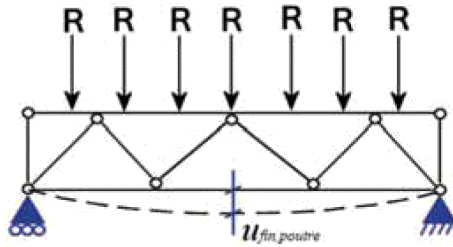


Figure 31 Calcul de l'élément porteur

3. Détermination de la nature de l'appui constitué par la ferme porteuse :
Si les déformations de la poutre porteuse, $u_{fin,poutre}$, respectent la condition suivante :

$$u_{fin,poutre} \leq \min \begin{cases} 1/400 * \\ 12 \text{ mm} * \end{cases}$$

Alors l'appui peut être considéré comme rigide. Dans ce cas, aucune contreflèche de fabrication ne peut être prise en compte.

Sinon le calcul de la ferme portée s'effectue avec un appui élastique qui tient compte de la rigidité de l'élément porteur (Figure 32).

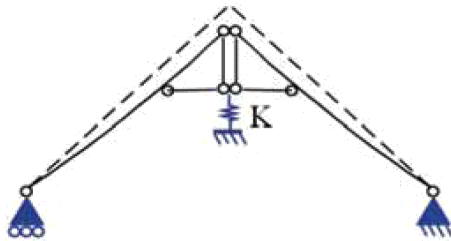


Figure 32 Modélisation avec appui élastique

Constante de ressort de l'appui élastique, K :

$$K = \frac{R}{u_{fin,poutre}}$$

où :

- R est la réaction d'appui provenant de l'étape 1 ;
- $u_{fin,poutre}$ est le déplacement maximum de la poutre porteuse au point d'application de R .

Ces paramètres sont proposés suivant le même rapport que celui des flèches limites de la norme NF DTU 31.3 sur celles de l'Annexe Nationale de l'Eurocode 5, dans l'attente d'un retour d'une calibration et retour d'expérience.

6.3.5 Liaisons à l'infrastructure

Les fermes et les divers éléments porteurs principaux de la charpente doivent être munis de dispositifs d'appuis susceptibles de reprendre en sécurité les divers efforts correspondant aux cas de charge étudiés. Ces dispositifs doivent par ailleurs respecter au mieux les hypothèses du calcul théorique (appuis à rotule ou libres par exemple), voir 5.3.3 . Pour les justifications aux ELU, on doit vérifier en particulier :

- la compression localisée des surfaces d'appui (voir la norme NF EN 1995-1-1) ;
- le cisaillement longitudinal au droit des appuis (voir la norme NF EN 1995-1-1) ;
- la résistance des organes de liaisons :
 - aux efforts de soulèvement ;

- aux efforts horizontaux dans les plans parallèles et perpendiculaires aux fermes.

6.3.6 Fermes multiples

6.3.6.1 Charge verticale excentrée

Lorsque l'on prévoit d'avoir recours à des éléments multiples en épaisseur (fermes doublées, triplées, etc.) et si la transmission des charges excentrées doit être assurée par les organes de liaison entre fermes (par exemple le clouage dans le cas d'une ferme support multiple chargée sur le côté de l'entrait), il convient de réduire l'épaisseur de calcul des fermes en fonction du nombre total d'épaisseurs unitaires. Voir Figure 33.

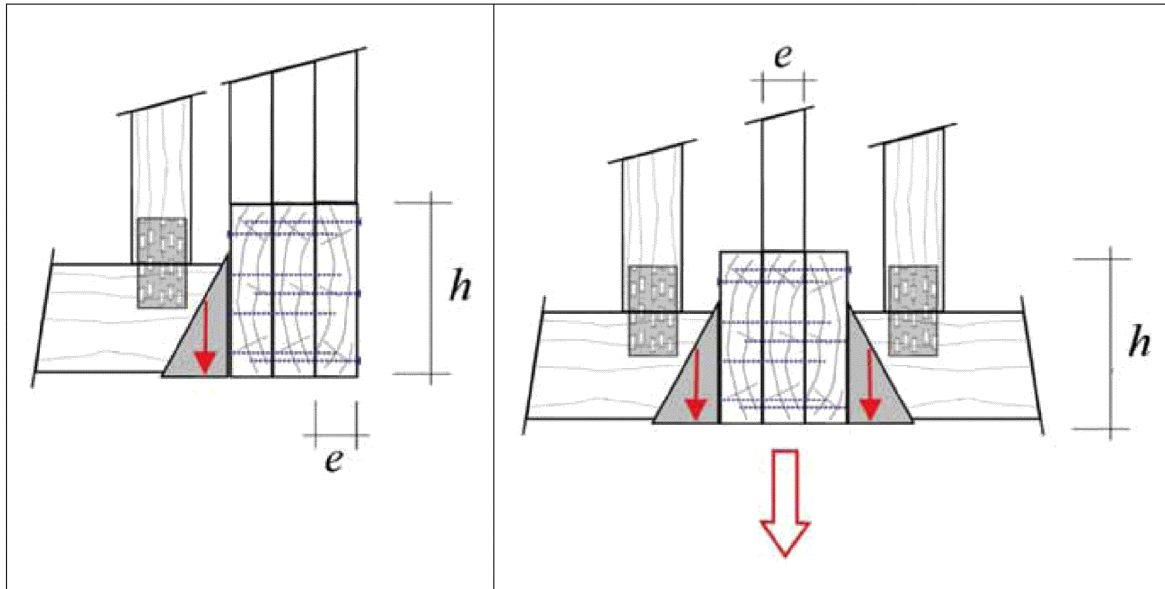


Figure 33 Chargement excentré

Ce qui conduit dans le calcul à adopter pour l'ensemble porteur une épaisseur équivalente tirée du Tableau 6 suivant :

Nombre d'épaisseurs unitaires	1	2	3	4 et +
Épaisseur équivalente	e	2e	2,8e	3,6e

Tableau 6 Epaisseur équivalente

La mise en place d'un renfort partiel de la ferme créant un plan de cisaillement supplémentaire par rapport au point d'application de la charge implique aussi la prise en compte d'une réduction effective du nombre de pli.

Dans ce cas, il conviendra d'appliquer le coefficient de réduction des plis sur la zone renforcée en tenant compte du pli du renfort, les autres zones étant affectées du coefficient sans tenir compte du pli du renfort.

On doit en outre vérifier les transferts de cisaillement entre éléments en fonction de la méthode d'assemblage utilisée.

Enfin, on évite d'assembler un nombre n d'éléments tel que l'épaisseur totale ($n \times e$) soit supérieure à la hauteur des éléments principaux de la ferme (entrait ou arbalétrier) majorée de 10 % soit :

$$h \geq \frac{n \cdot e}{1,1}$$

NOTE

On s'assure que les dimensions des bois constituant les fermes porteuses et les fermes portées permettent la fixation correcte des dispositifs de liaison.

6.3.6.2 Charge verticale centrée uniformément répartie

On fait référence ici aux chargements dont la résultante se situe au voisinage de l'axe de la section constituée par les fermes multiples (voir Figure 34).

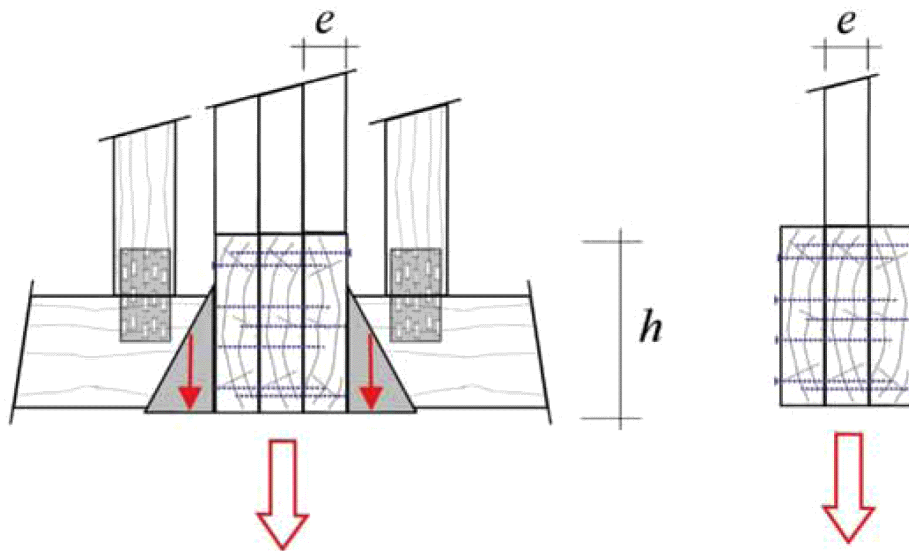


Figure 34 Résultante du chargement appliquée sur l'élément central

Il n'y pas de réduction du nombre de plis.

Le système de liaison entre les fermes doit être capable de distribuer uniformément la charge entre les plis.

Enfin, on évite d'assembler un nombre n d'éléments tel que l'épaisseur totale ($n \times e$) soit supérieure à la hauteur des éléments principaux de la ferme (entrait ou arbalétrier) majorée de 10 % soit :

$$h \geq \frac{n \cdot e}{1,1}$$

NOTE

On s'assure que les dimensions des bois constituant les fermes porteuses et les fermes portées permettent la fixation correcte des dispositifs de liaison.

6.3.7 Fermes de pignon, support de bardage

Ces fermes doivent faire l'objet des justifications rendues nécessaires par les sollicitations particulières, perpendiculaires à leur plan, auxquelles elles sont soumises (par les efforts de vent notamment).

6.3.8 Fermes supports de chevêtres

Quel que soit le nombre de fermes coupées pour faire place à des trémies, les fermes supports de chevêtre sont dimensionnées en fonction de leur surcharge et de manière à respecter les mêmes critères de sécurité et rigidité que les fermes adjacentes.

Leurs déformations doivent être compatibles avec celles des fermes adjacentes et avec la nature des matériaux utilisés.

Les moyens de fixation des éléments de report doivent être dimensionnés.

6.4 Système de stabilisation

6.4.1 Généralités concernant l'antiflambement

La fonction de l'antiflambement est d'empêcher la translation transversale de points intermédiaires de la pièce par rapport à ses extrémités. Les éléments d'antiflambement doivent être dimensionnés conformément à la norme NF EN 1995-1-1 (Eurocode 5). Les Tableaux 7 et 8 ci-dessous donnent, pour des exemples de sections, la valeur caractéristique de résistance au flambement $R_{c,k}$:

	Entraxe $\leq 0,70$ m		0,70 m < entraxe $\leq 0,95$ m		0,95 m < entraxe $\leq 1,10$ m	
	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)
Lisses filantes	24 × 57	8,6	24 × 69	5,9	34 × 69	12,2
AFA	24 × 95	7,6	34 × 92	11,2	34 × 116	10,7
CVS	24 × 69	5,5	24 × 69	3,0	34 × 92	8,5
NOTE Les exemples de sections sont donnés pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C24 (selon norme NF EN 338).						

Tableau 7 Valeurs caractéristiques pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C24

	Entraxe $\leq 0,70$ m		0,70 m < entraxe $\leq 0,95$ m		0,95 m < entraxe $\leq 1,10$ m	
	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)
Lisses filantes	24 × 57	7,0	24 × 69	4,8	34 × 69	9,9
AFA	24 × 95	6,1	34 × 92	9,1	34 × 116	8,7
CVS	24 × 69	4,5	24 × 69	2,5	34 × 92	6,9
NOTE Les exemples de sections sont donnés pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C18 (selon norme NF EN 338).						

Tableau 8 Valeurs caractéristiques pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C18

Pour les entraxes supérieurs à 1,10 m, les sections doivent être justifiées par calculs (voir la norme NF EN 1995-1-1).

Les liaisons avec les éléments de stabilisation doivent être réalisées conformément à la partie 1-1 (CCT) du présent document, et dimensionnées conformément à la NF EN 1995-1-1 (Eurocode 5).

La position et la nature des dispositifs d'antiflambement doivent impérativement être mentionnées sur les plans d'exécution.

L'antiflambement des pièces peut être assuré :

1. par des éléments à haute rigidité tels que des panneaux supports de couverture si ceux-ci sont solidarisés aux pièces à antiflamber (certains cas d'arbalétriers ou d'entrails). Cette méthode d'antiflambement peut être justifiée, dans le cas des panneaux dérivés du bois, selon la norme NF EN 1995-1-1 (Eurocode 5) ;
2. par la création de blocages intermédiaires (selon le plan dans lequel on doit empêcher le flambement) à des écartements suffisamment réduits pour annuler le risque de flambement. Ce système est décrit au 6.4.2 ci-après ;
3. par l'adjonction à la barre concernée d'une pièce lui conférant, dans le plan où l'on doit assurer l'antiflambement, une inertie suffisante (voir norme NF EN 1995-1-1).

Dans les paragraphes suivants, l'effort N_d tient compte de l'effort de déversement, le cas échéant (voir paragraphe 9.2.5.2 de l'Eurocode 5).

6.4.2 Antiflambement d'arbalétriers

6.4.2.1 Antiflambement continu / Type A

On peut concevoir la réalisation d'un antiflambement continu de plusieurs manières :

- l'antiflambement est réalisé à l'aide de lisses fixées sous les arbalétriers (Anti-Flambement sous Arbalétriers, AFA). L'antiflambement forme avec ces derniers un angle voisin de 45°. La distance entre les intersections antiflambement-arbalétriers est alors égale à la valeur « L » proche de l'entraxe des fermes. (Voir Figure 38). Cette méthode d'antiflambement n'est valide que dans la mesure où il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes, fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas celui des fermes (voir Figure 40). Dans le cas de supports à entraxe supérieur à celui des fermes, des éléments de rappel intermédiaires doivent être ajoutés. En alternative, chaque AFA peut être remplacé par une paire de feuillards d'acier disposés en Croix-de-Saint-André (voir Figure 35). Des lisses filantes sont disposées à chaque noeud des arbalétriers et bloquées à leurs extrémités ;

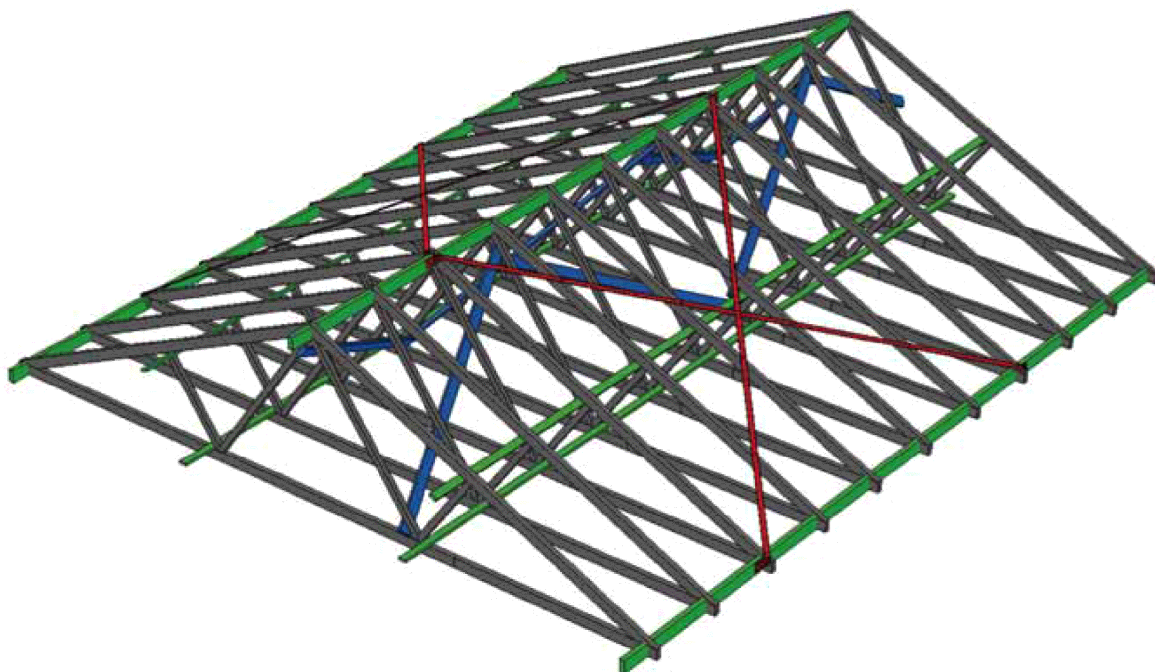


Figure 35 Stabilisation par feuillards d'acier disposés en croix de Saint-André

- l'antiflambement est réalisé par des éléments à haute rigidité tels que des panneaux à base de bois si ceux ci sont solidarisés aux pièces à antflamber (certains cas d'arbalétriers ou d'entraits) ;

NOTE

Dans ce cas, des lisses filantes aux noeuds ne sont pas nécessaires dans le plan concerné.

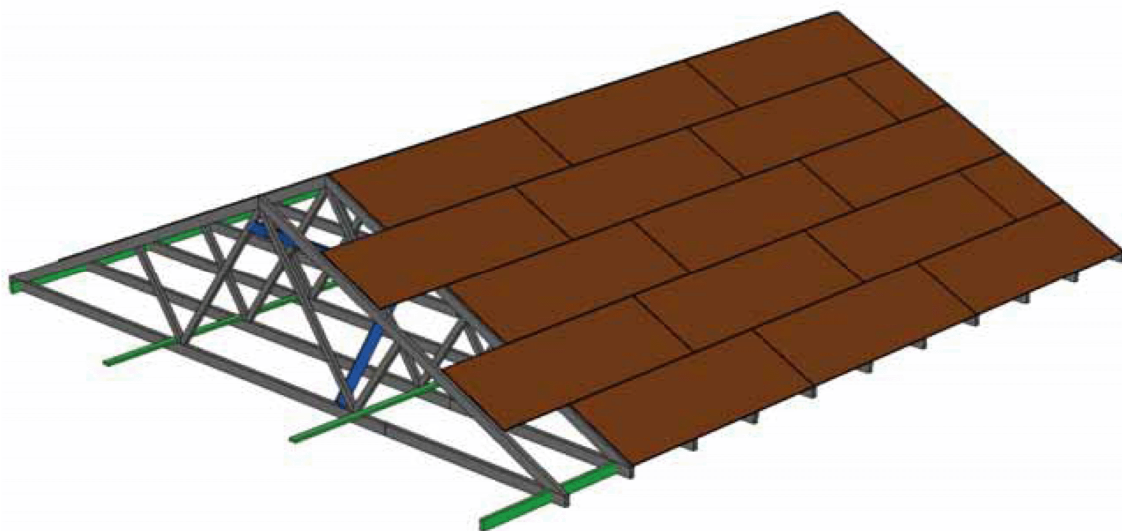


Figure 36 Stabilisation par panneau

- l'antiflambement est réalisé par le seul voligeage, fixé aux arbalétriers par au moins deux pointes par point de fixation.

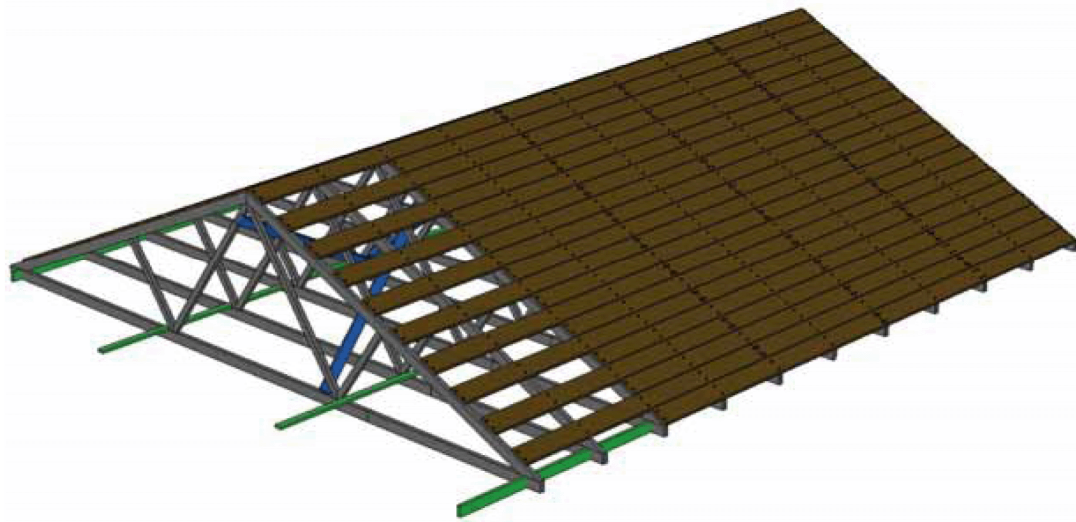


Figure 37 Stabilisation par voliges

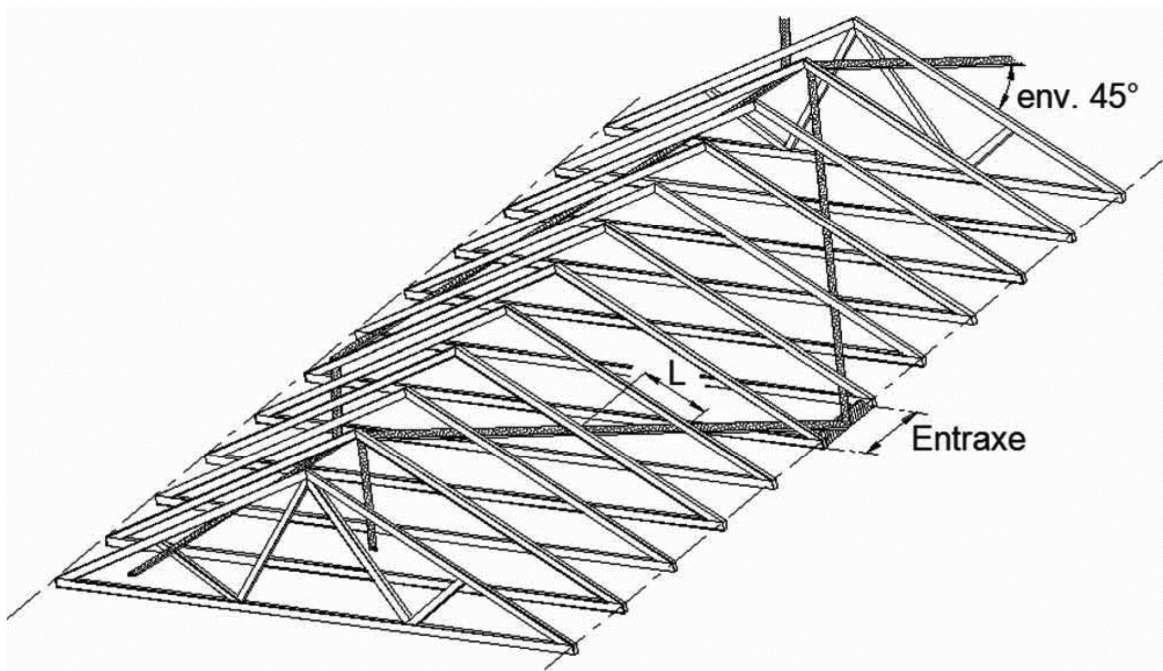


Figure 38 Antiflambement continu de type A

Ces antiflambements (AFA) doivent exister sur toute la longueur de la charpente et sur toute la longueur des parties comprimées des arbalétriers.

Chacune de leurs extrémités inférieures doit être fixée à un appui rigide tel que :

- entretoisement entre pieds de fermes (ESA) (Figure 38) ;
- entretoisement entre fermes au droit de la sablière dans le cas de fermes à entrain prolongé (Figure 39).

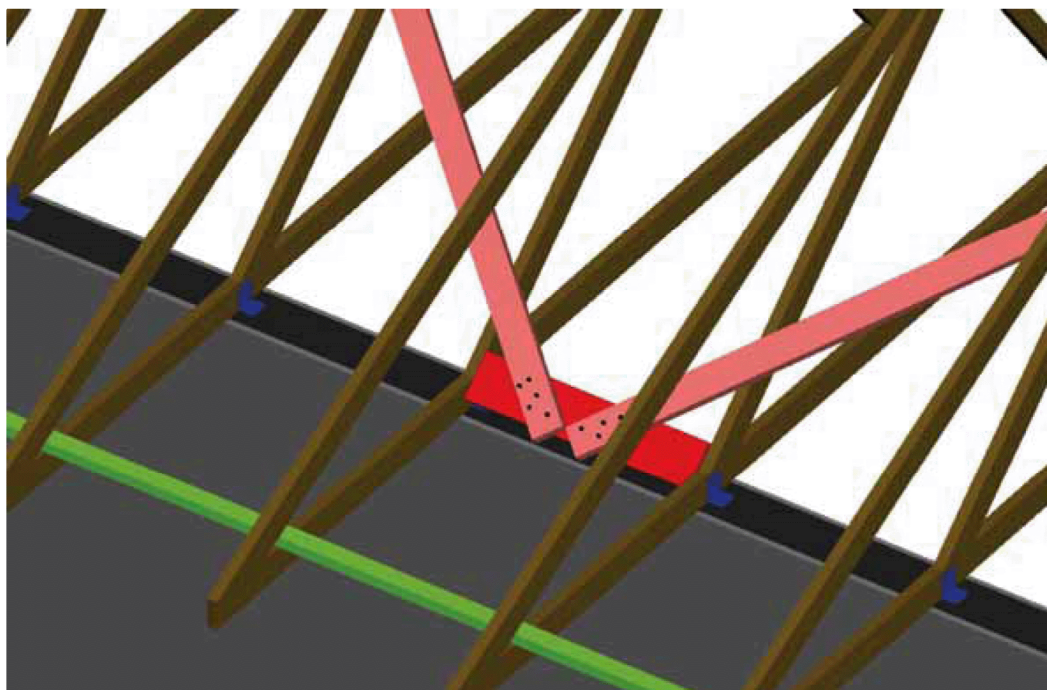


Figure 39 Entretoisement sur mur pour fermes à entrain prolongé

En alternative, chaque AFA peut être remplacé par une paire de feuillets d'acier disposés en Croix-de-Saint-André (Figure 35).

Des lisses filantes sont disposées à chaque noeud des arbalétriers et bloquées à leurs extrémités.

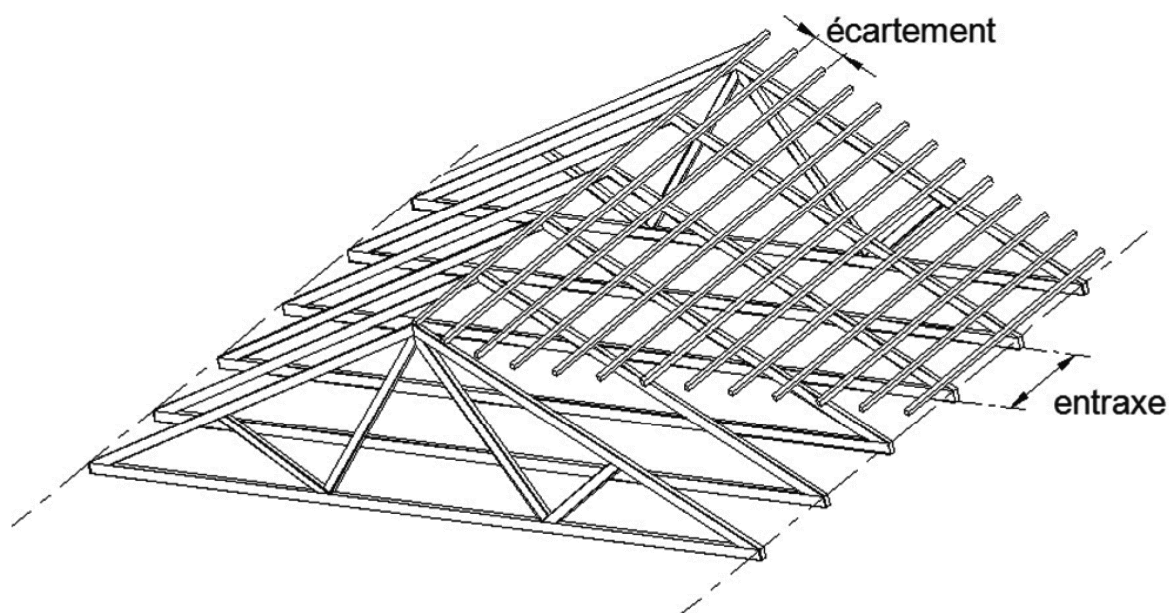


Figure 40 écartement des éléments de rappel

La conception de ces éléments de rappel et leur mise en oeuvre doit assurer leur continuité par le biais de fixations adaptées (voir 5.4.3 de la partie 1-1 (CCT) du présent document) ainsi que la transmission des efforts axiaux.

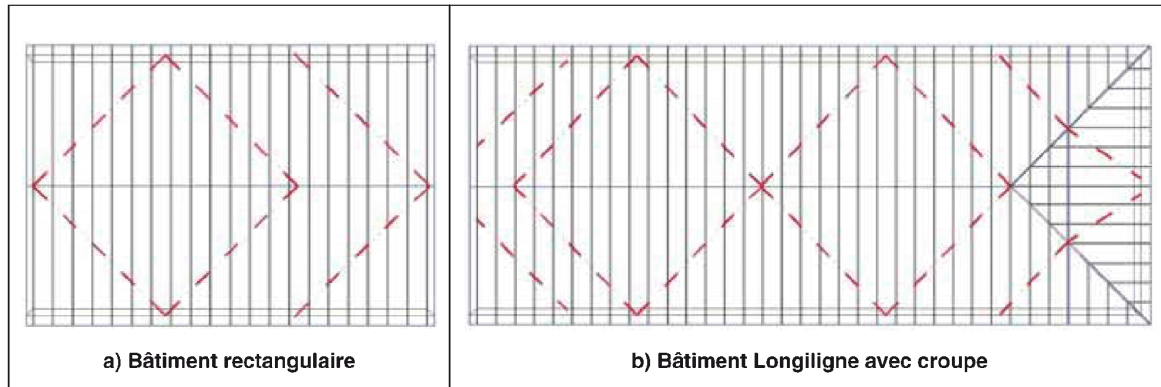


Figure 41 Exemples de positionnement d'AFA pour des bâtiments courants

6.4.2.2 Antiflambement ponctuel / Type B

L'antiflambement est assuré par la combinaison des éléments suivants :

- une ou plusieurs poutres (triangulées, panneaux à base de bois, etc.) posée(s) dans le plan du rampant (qui peuvent aussi servir au contreventement de la charpente). Voir Figure 43 , Figure 46 et Figure 47 . La distance intérieure entre ces poutres, ou tout autre blocage, n'excède pas 12 m sauf justification des éléments de rappel et de leurs liaisons (Figure 42) ;
- par les éléments de rappel transmettant les efforts d'antiflambement de chaque ferme à la poutre au vent ;
- chaque noeud d'arbalétrier est maintenu par une lisse ou une panne présentant les mêmes critères de rigidité.

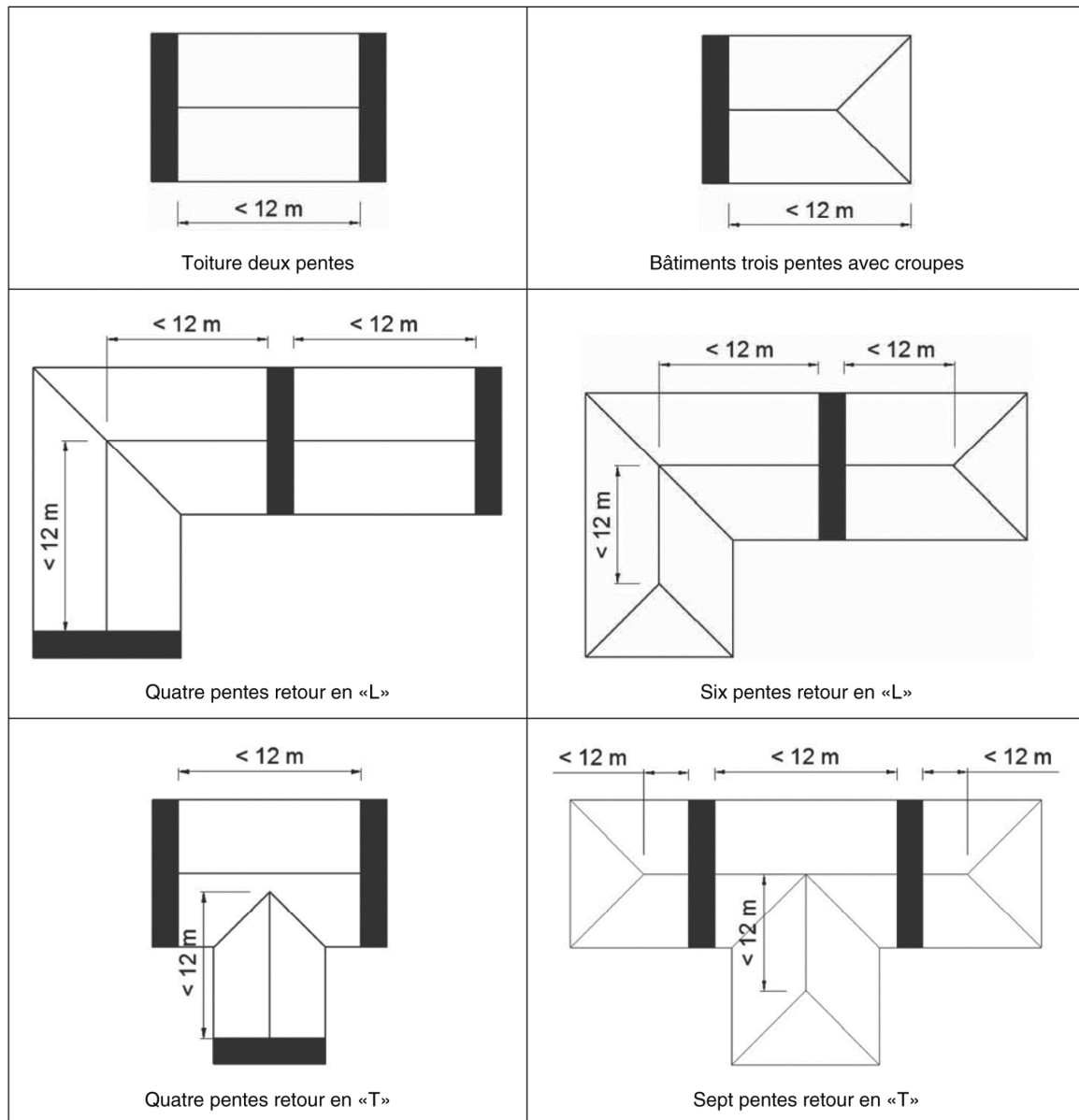


Figure 42 Exemples de positionnement des poutres

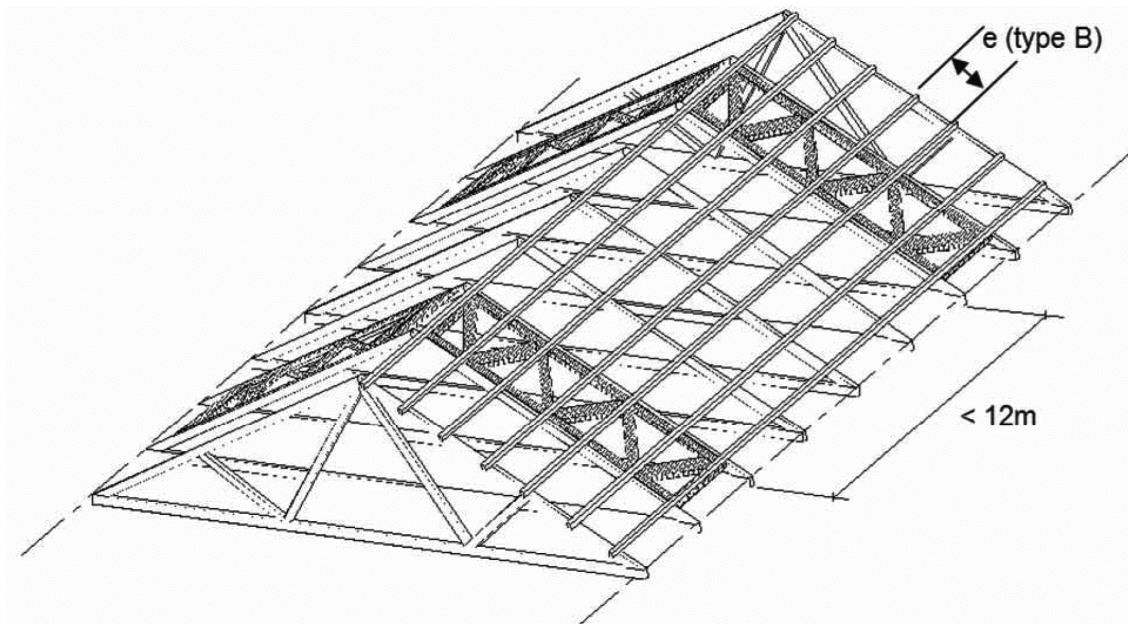


Figure 43 Antiflambement de type B

Les assemblages, tels que ancrages des fermes, joints de faîtage, qui sont réalisés sur chantier doivent être conçus pour transférer les efforts.

NOTE

Il est recommandé qu'une telle poutre soit préfabriquée et assemblée aux arbalétriers.

6.4.2.3 Antiflambement par pignon en maçonnerie / Type C

Le chaînage de pignon peut être pris en compte comme poutre d'antiflambement sous les conditions suivantes :

- la distance intérieure entre deux pignons ou refends n'excède pas 12 m sauf justification des éléments de rappel et de leurs liaisons ;
- la poutre de chaînage du pignon satisfait aux mêmes critères de résistance qu'une poutre d'antiflambement (telle que prévue pour le type B) ;
- les éléments d'antiflambement (les lisses filantes aux noeuds) sont rigidement fixés au chaînage par des dispositifs (ferrures, clouage ou vissage dans une pièce de bois solidaire du chaînage, fermes ou échelles fixées contre le chaînage) présentant une résistance compatible avec les efforts à transmettre.

6.4.2.4 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers

La méthode suivante suppose que la pose des fermes est réalisée conformément à la partie 1-1 (CCT) du présent document.

Lorsque le dispositif d'antiflambement fait aussi office de contreventement, la charge due à une action horizontale externe (par exemple vent, séisme) est à prendre en compte.

Le dispositif d'antiflambement (éléments et assemblages) doit être capable de résister à une charge de stabilité interne uniformément répartie, q_d ,

$$q_d = k_l \frac{n \cdot N_d}{30l}$$

où :

- n est le nombre de fermes afférentes à la poutre ;
- N_d est l'effort normal moyen de compression (valeur de calcul) dans l'arbalétrier ;
- l est la longueur du rampant ou de l'arbalétrier ;
- $k_l = 1$ quelque soit la longueur l .

6.4.2.5 Justification de la liaison entre l'arbalétrier et les éléments de rappel

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort $Q_{d,rap}$.

$$Q_{d,rap} = k_1 \frac{N_d}{30l} \cdot l_e$$

où :

- l_e est l'écartement des éléments de rappel (lites, pannelettes ou lisses filantes), dans le plan du rampant (voir Figure 1) ;
- N_d est l'effort normal moyen de compression (valeur de calcul) dans l'arbalétrier ;
- l est la longueur du rampant ou de l'arbalétrier ;
- $k_1 = 1$ quelque soit la longueur l .

6.4.2.6 Justification de la liaison entre l'arbalétrier et l'AFA (type A)

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort $Q_{d,afa}$.

$$Q_{d,afa} = k_1 \frac{n \cdot N_d}{30l} \cdot L$$

où :

- L est la distance, dans le plan du rampant, entre deux points durs (égale à l'entraxe des fermes si l'antiflambement est posé à 45° de celles-ci) (voir Figure 38) ;
- n est le nombre de fermes afférentes à la poutre ;
- N_d est l'effort normal moyen de compression (valeur de calcul) dans l'arbalétrier ;
- l est la longueur du rampant ou de l'arbalétrier ;
- $k_1 = 1$ quelque soit la longueur.

6.4.2.7 Justification de la liaison de l'AFA à l'infrastructure (type A)

Cette liaison doit pouvoir résister à un effort axial dans l'AFA, $Q_{d,str}$.

$$Q_{d,str} = q_d \cdot L_{af} \cdot \sqrt{2}$$

où :

- L_{af} est la longueur à antifermer de l'arbalétrier.

NOTE

Dans les cas courants, L_{af} est égale à la longueur du rampant.

6.4.2.8 Cas des ouvrages courants

Lorsque les caractéristiques suivantes sont réunies dans l'ouvrage concerné :

- la longueur (distance entre pignons) n'excède pas 15 m ;
- l'effort maximal de compression axiale dans les arbalétriers n'excède pas 17 kN (effort ELU) ;
- les pignons ou refends sont porteurs et rigides ;
- l'écartement des fermes n'excède pas 1 m ;
- il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas 60 cm ;
- les sections des éléments de stabilité sont au minimum celles données dans le Tableau 2 du CGM ;
- la fixation des éléments de stabilité à chaque ferme est réalisée par 2 pointes dont les dimensions sont définies dans la partie 1-1 (CCT) du présent document.

On considère comme suffisant, pour l'antiflambement des arbalétriers, un dispositif de type A (antiflambement continu), à condition qu'une ferme soit adjointe et rigidement solidarifiée à chaque pignon ou refend.

Pour la longueur de flambement hors plan des arbalétriers, le coefficient c est défini au paragraphe 6.1.3.2.

6.4.3 Antiflambement des autres barres

L'antiflambement d'une pièce comprimée peut être réalisé par une (ou plusieurs) lisse(s) horizontale(s) dans le cas où les conditions suivantes sont respectées :

- chaque lisse relie les pièces comprimées de toutes les fermes ;
- chaque lisse est bloquée en translation, au moins à chaque extrémité du bâtiment :
 - soit par une pièce oblique (élément de blocage) joignant la lisse à l'une des extrémités de la pièce comprimée

(voir Figure 45) ;

- soit par fixation ou butée sur un appui rigide de la structure ;
- le retour à un appui rigide doit être effectué tous les 12 m (ou sinon voir NF EN 1995-1-1).

Les pièces de contreventement de la structure peuvent réaliser ce blocage. Chaque contrefiche peut être antilambée individuellement sur chaque ferme par des raidisseurs (Figure 44) disposés soit latéralement, soit sur l'un des chants de la pièce.

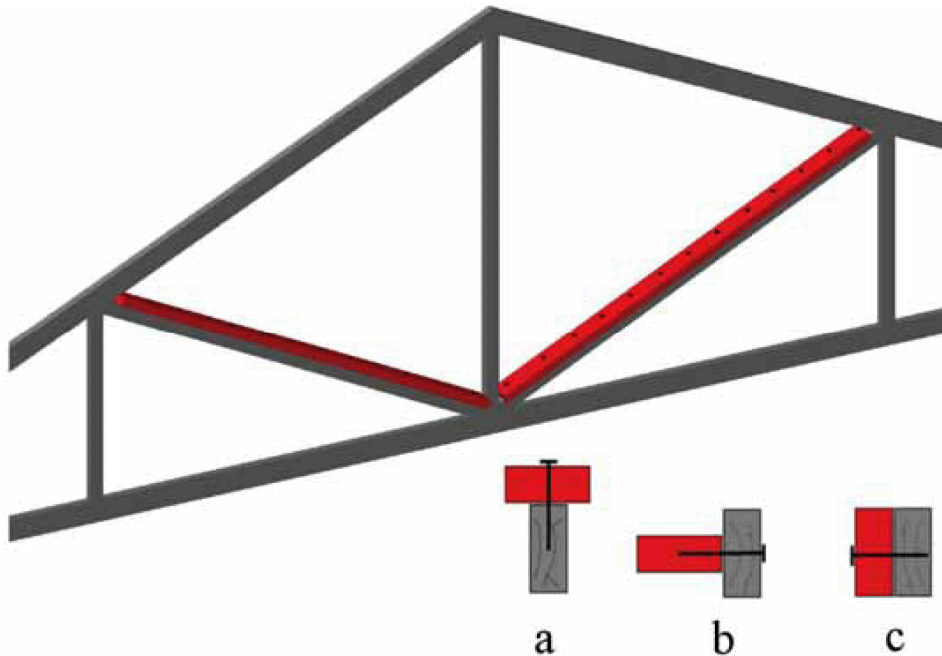


Figure 44 Exemple de raidisseurs a) et b) en « T » et c) en latéral

6.4.3.1 Justification des liaisons entre l'antilambement et la pièce comprimée

La liaison de la lisse d'antilambement avec la pièce comprimée doit être vérifiée pour un effort, F_d :

$$F_d = \frac{N_d}{30} \text{ pour le bois massif}$$

$$F_d = \frac{N_d}{80} \text{ pour le bois lamellé collé et le LVL}$$

où :

- N_d est l'effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé.

6.4.3.2 Justification des liaisons de l'élément de blocage

Les liaisons de l'élément de blocage doivent être vérifiées pour un effort, $F_{d,bl}$:

$$F_{d,bl} = n \cdot \frac{N_d}{50} \cdot \sqrt{2} \text{ pour le bois massif}$$

$$F_{d,bl} = n \cdot \frac{N_d}{80} \cdot \sqrt{2} \text{ pour le bois lamellé collé et le LVL}$$

où :

- n est le nombre de fermes ;
- N_d est l'effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé.

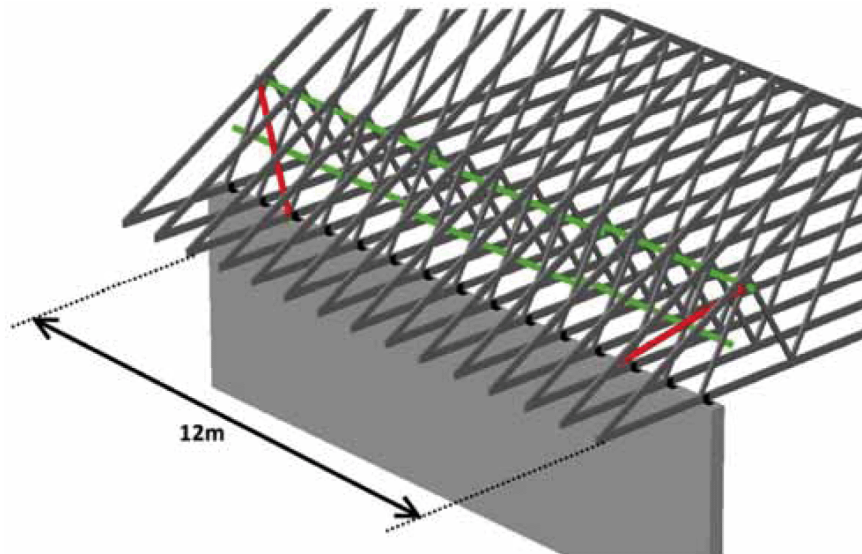


Figure 45 Exemple d'éléments de blocage

6.4.4 Eléments de maintien de la verticalité

Ces éléments, usuellement désignés contreventements de stabilisation (CVS), servent à relier de manière rigide, transversalement au plan des fermes, l'entrait à l'arbalétrier (maintien de la verticalité). Voir la partie 1-1 (CCT) du présent document. Les diagonales de CVS sont positionnées sur les fiches. Elles peuvent être entrecoupées mais la continuité de la liaison entre l'entrait et l'arbalétrier doit toujours être conservée. Leurs extrémités doivent être placées le plus près possible des noeuds d'assemblage. L'orientation des CVS dans leur propre plan doit être le plus proche possible de 45°.

6.5 Contreventements pour les actions extérieures

6.5.1 Généralités

Pour répondre à des besoins spécifiques (par exemple stabilisation de long-pan et pignon sous l'effet du vent, de séismes, etc.), exprimés conformément à la partie 2 « Cahier des Clauses Spéciales » du présent, la charpente peut être utilisée comme support pour les éléments de diaphragme dans différents plans de la toiture.

Les diaphragmes de contreventements pour efforts extérieurs, ainsi que leurs liaisons à la structure porteuse (mur, dalle, poutre, etc.), doivent être justifiés par calcul.

6.5.2 Sollicitation parallèle au faîtage

Dans le cas où il est nécessaire de reprendre les efforts agissant sur la structure parallèlement au faîtage, un diaphragme doit être réalisé dans le plan des entrails et/ou dans le plan des arbalétriers (voir Figures 46 et 47).

NOTE

Sous réserve de justification, le système défini par ailleurs pour assurer l'antiflambement des arbalétriers peut assurer cette fonction.

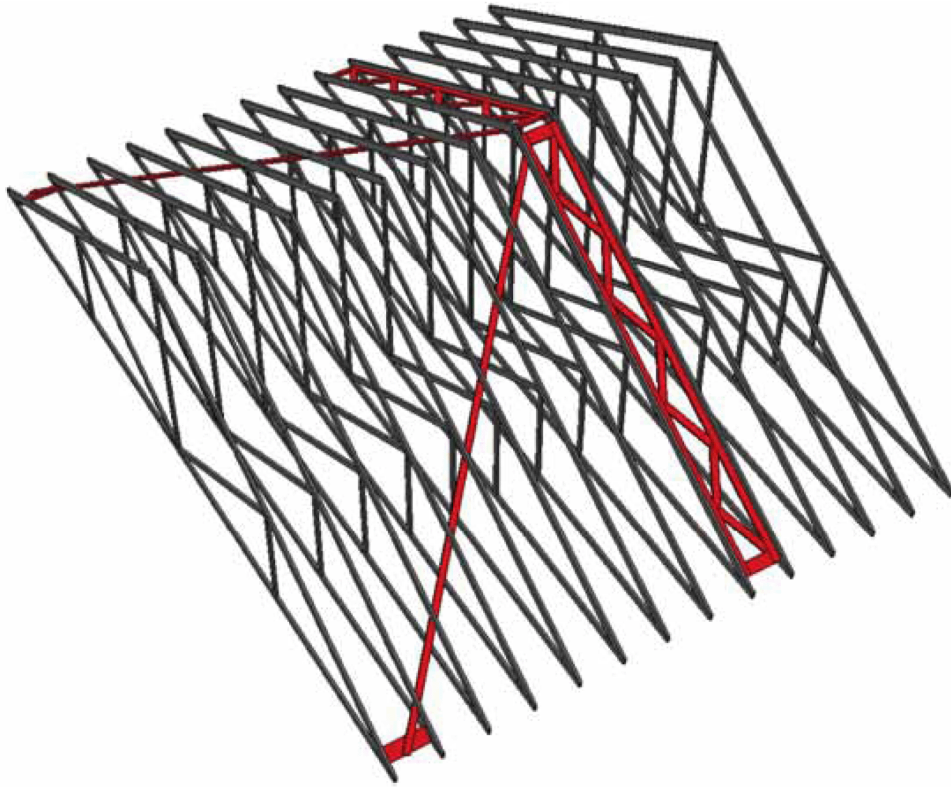


Figure 46 Poutre-au-vent avec appui horizontal au faîtage

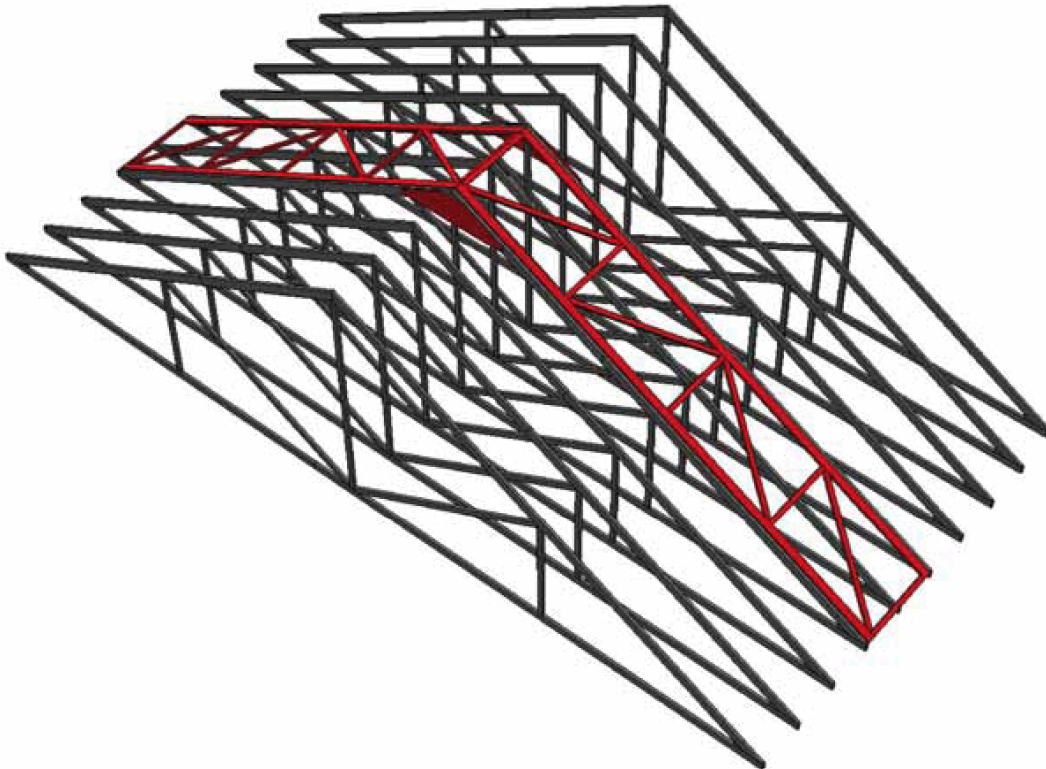


Figure 47 Poutre-au-vent avec appuis horizontaux aux extrémités des fermes

6.5.3 Sollicitation perpendiculaire au faîtage

Dans le cas où il est nécessaire de reprendre les efforts agissant sur la structure perpendiculairement au faîtage, un diaphragme doit être réalisé dans le plan des entrails.

NOTE

Sous réserve de justification, le système défini par ailleurs pour assurer l'antiflambement des arbalétriers de type A peut assurer cette fonction.

7 Résistance au feu

Lorsqu'une résistance au feu est requise :

- les règles pour la justification de la protection et du dimensionnement des éléments bois sont contenues dans l'Eurocode 5, partie 1-2 (NF EN 1995-1-2) et dans le DTU Bois-Feu 88 (DTU P 92-703) ;
- les règles pour la protection des connecteurs, sont contenues dans l'Eurocode 5, partie 1-2 (NF EN 1995-1-2).

8 Séismes

Les situations sismiques ne sont pas traitées dans ce document.

Annexe A (informative) Capacité résistante en cisaillement des organes d'assemblage

A.1 Pointes

Le Tableau A1 ci-dessous donne les valeurs de résistance caractéristique au cisaillement, en N, par pointe avec les hypothèses suivantes :

- bois de structure de classe C24 ;
- épaisseur des éléments bois assemblés 36 mm.

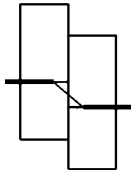
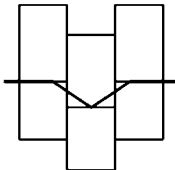
	Dimensions en mm			
	70 × 2,5	90 × 3,1	100 × 3,1	
SIMPLE CISAILLEMENT (Effort par pointe)				
$F_{v,Rk, \text{ pointe}}$	590 N	830 N	850 N	 mode de rupture (f)
DOUBLE CISAILLEMENT (Effort par pointe)				
$F_{v,Rk, \text{ pointe}}$	—	—	1 700 N	 mode de rupture (k)

Tableau A.1

A.2 Boulons

Le Tableau A.2 ci-dessous donne les valeurs de résistance caractéristique au cisaillement $F_{v,Rk, \text{ boulon }}$, par boulon, avec les hypothèses suivantes :

- effort parallèle ou perpendiculaire au fil du bois ;
- classe du boulon 4.6 ;
- bois de structure de classe C24 ;
- épaisseur des éléments bois assemblés 36 mm.

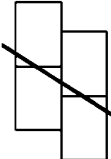
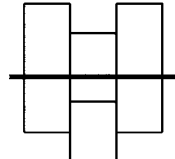
SIMPLE CISAILLEMENT (Effort par boulon)		Diamètre en mm				
		Ø 10	Ø 12	Ø 14	Ø 16	
$F_{v,Rk, \text{boulon}}$	$\alpha = 0^\circ/0^\circ$	3 852 N	4 520 N	5 153 N	5 752 N	 mode de rupture (cas c)
	$\alpha = 0^\circ/90^\circ$	3 190 N	3 712 N	4 197 N	4 648 N	
DOUBLE CISAILLEMENT (Effort par boulon)						
$F_{v,Rk, \text{boulon}}$	$\alpha = 0^\circ/0^\circ (t1, t2)$	9 299 N	10 910 N	12 440 N	13 886 N	
	$\alpha = 0^\circ/90^\circ (t1, t2)$	6 199 N	7 131 N	7 974 N	8 733 N	 mode de rupture (cas h)
NOTE Pour toutes les configurations ci-dessus, le mode de rupture dimensionnant, selon le calcul, est l'écrasement du bois (portance locale). C'est-à-dire le mode (c) en simple cisaillement et (h) en double cisaillement, selon l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1).						

Tableau A.2

Annexe B (informative) Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de toiture

Les positions et dimensions des accidents de toiture et de leurs renforts doivent être précisées sur plans.

Les accidents de toiture reportent sur les fermes adjacentes, par leurs chevêtres, des charges ponctuelles qui doivent être prises en compte pour leur justification et leurs éventuels renforcements.

NOTE

Les exemples de la présente annexe ne sont pas exhaustifs et ne dispensent pas des justifications de dimensionnement et de dispositions constructives.

B.1 Conduit de fumée

Dans les charpentes en bois, il doit être fait usage :

- soit de conduits maçonnés avec ou sans tubage, mis en oeuvre suivant les spécifications des normes de la série NF DTU 24 ;
- soit à tout autre procédé justifiant d'un Avis Technique ² ou d'un Document Technique d'Application ² pour l'utilisation considérée.

NOTE 1

L'Avis Technique ² précise les conditions dans lesquelles ces conduits peuvent être raccordés à des cheminées à foyer ouvert ou fermé.

2)

Ou son équivalent dans les conditions indiquées dans l'avant propos.

La distance de sécurité entre le nu extérieur du conduit et les éléments de structure en bois doit être respectée, telle que définie par les normes de la série NF DTU 24.

NOTE 2

La notion « d'écart au feu » pré-existante a été remplacée par la notion de « distance de sécurité ». La règle d'écart au feu de 16 cm est caduque et dépend entre autre de la nature du conduit.

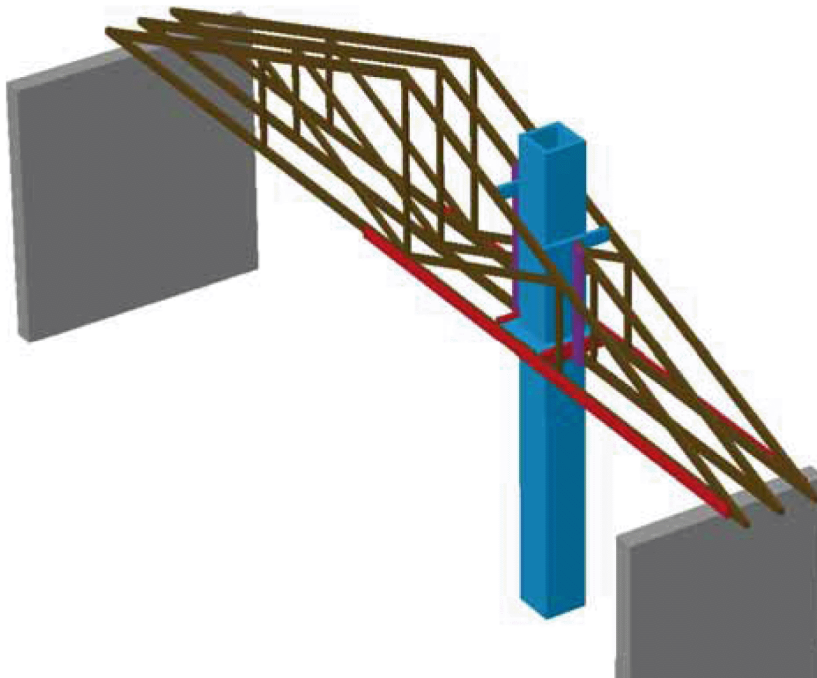


Figure B.1 Cheminée – Exemple d'une ferme coupée sur un conduit auto-porteur

B.2 Fenêtres de toit, lucarnes, houteaux sur fermes, sur dalle ou plancher indépendant

B.2.1 Passage entre fermes

Les pièces de bois du chevêtre doivent avoir une hauteur au moins égale aux 2/3 de celle des éléments qui le

soutiennent.

B.2.2 Fermes coupées

Les pièces constitutives et les pièces associées d'un chevêtre doivent être justifiées par le calcul.

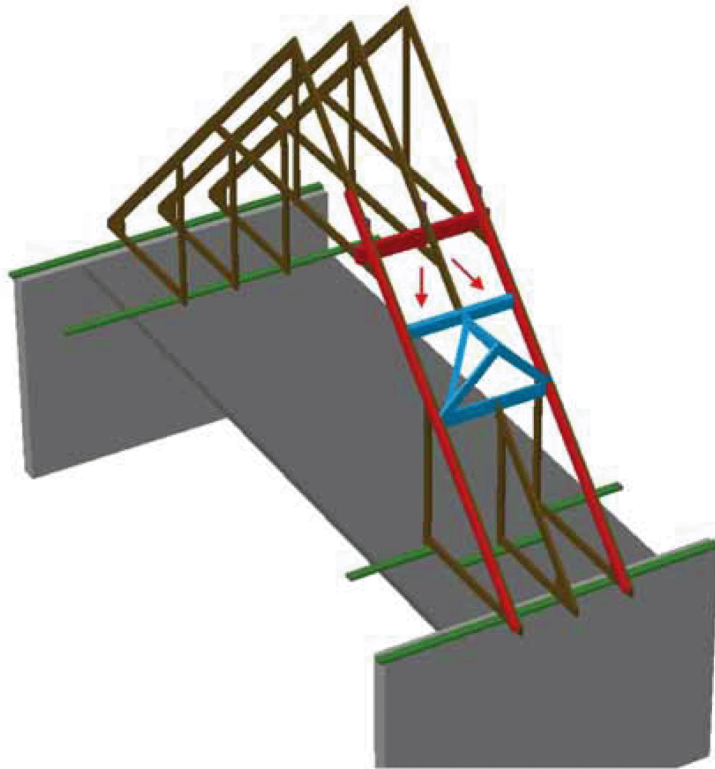


Figure B.2 Exemple de houteau sur dalle

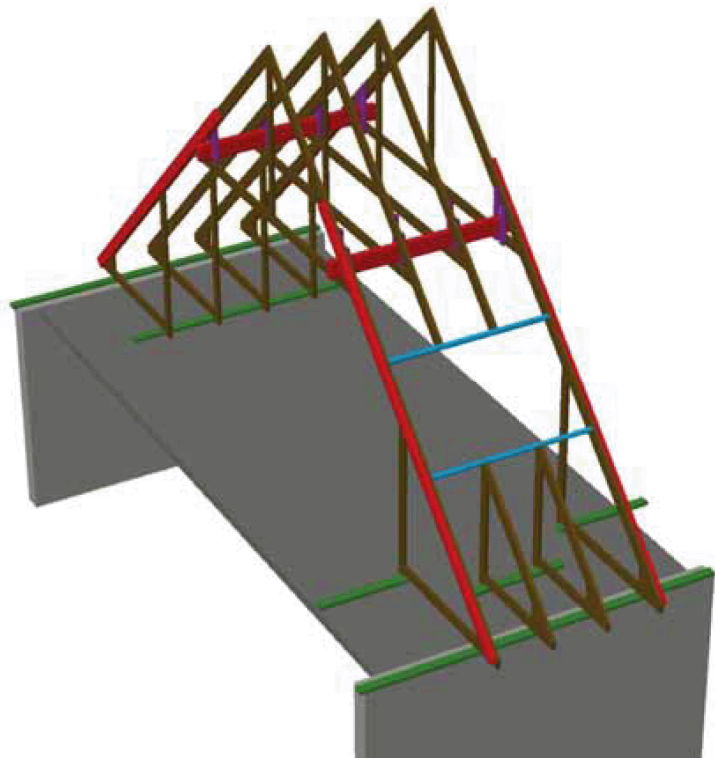


Figure B.3 Exemple de fenêtre de toit sur dalle

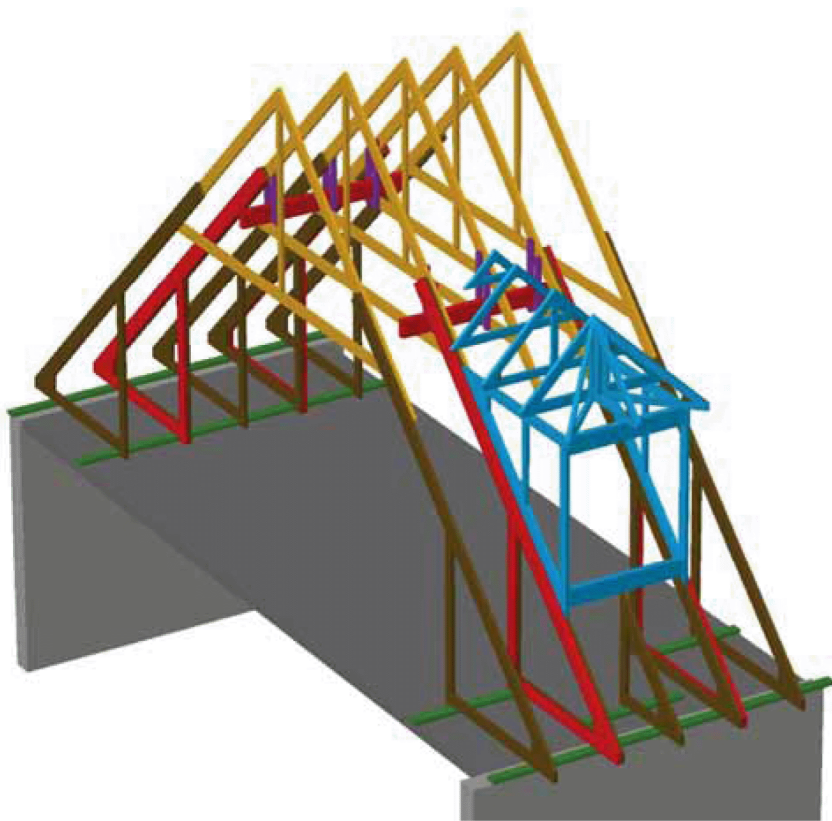


Figure B.4 Exemple de lucarne sur dalle

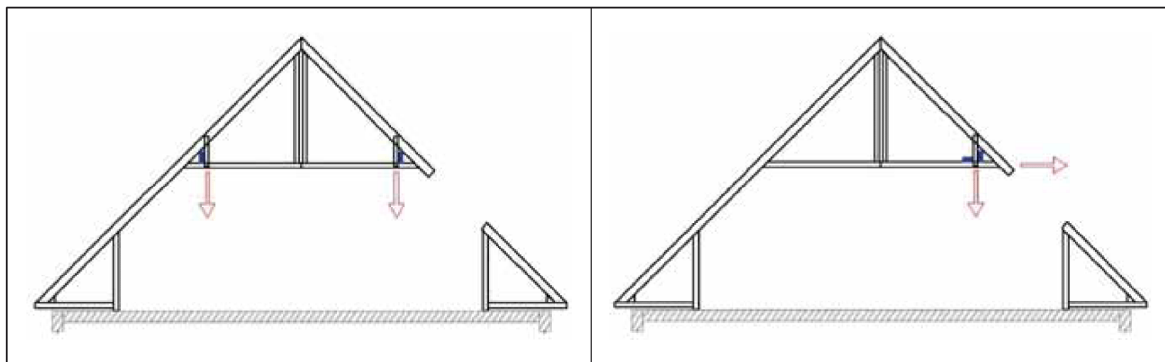


Figure B.5 Exemple de positionnement de chevêtres

B.3 Cage d'escalier sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant

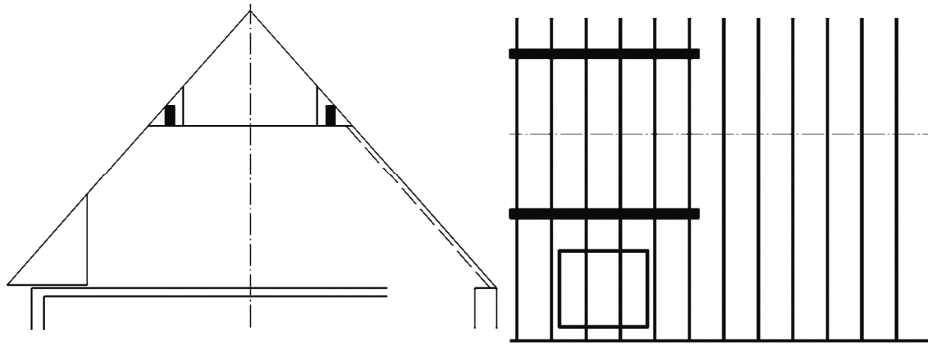


Figure B.6 Exemple de chevêtre et de renforcement d'arbalétrier sur trémie d'escalier

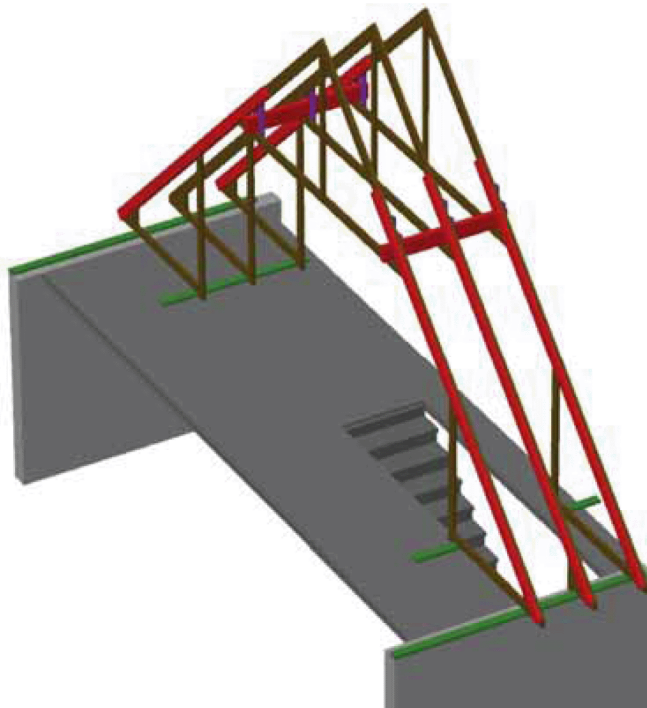


Figure B.7 Exemple de trémie sur dalle

B.4 Fenêtres de toit, lucarnes, houteaux et cages d'escalier sur fermes à entrain porteur

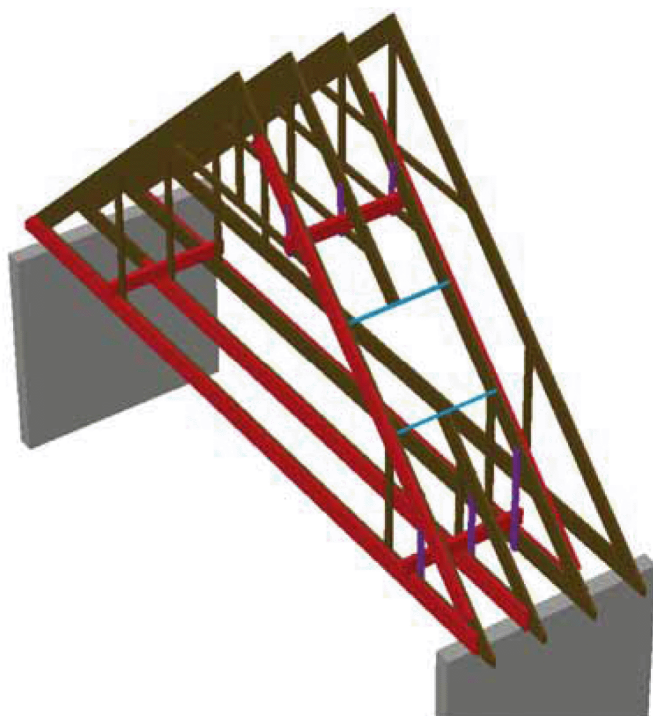


Figure B.8 Exemple de fenêtre de toit sur entrain porteur

B.5 Cage d'escalier sur ferme à entrain porteur

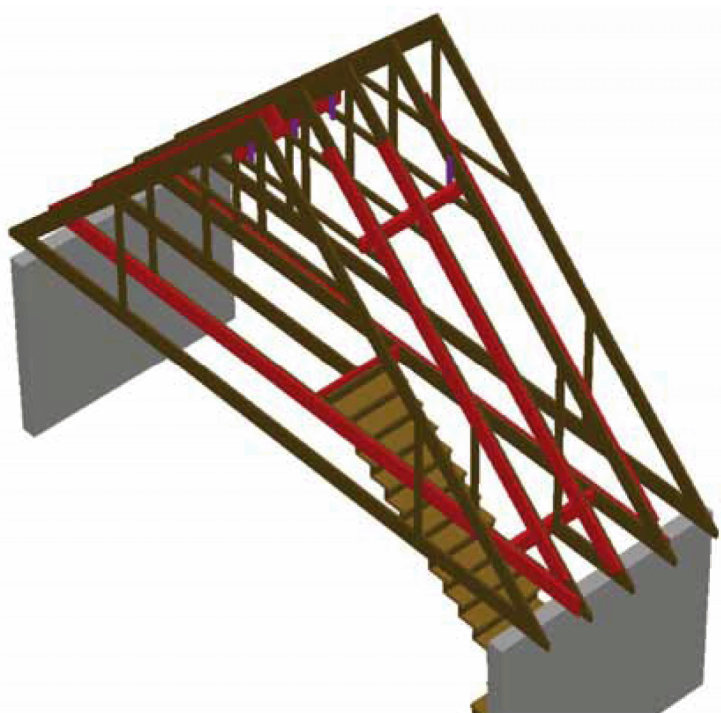


Figure B.9 Exemple de trémie sur entrain porteur

B.6 Cas des assemblages sur élément porteur

Le présent article vise les liaisons entre éléments porteurs et éléments portés.

Les entrains porteurs sont justifiés par calcul conformément aux règles de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) et définis sur

plans.

Dans le cas d'un élément porteur constitué de plusieurs plis, il convient de se reporter à la partie 1-1 (CCT) du présent document.

B.6.1 Liaison boîtier / élément porté :

Afin de prévenir les risques de déversement de l'élément porté, la règle suivante doit être appliquée :

$$h_{\text{boîtier}} = \frac{2}{3} \times h$$

où :

- $h_{\text{boîtier}}$ est la hauteur totale du boîtier ;
- h est la hauteur totale de l'élément porté.

Dans le cas contraire, une mise en oeuvre adaptée doit être employée et justifiée.

B.6.2 Liaison boîtier / élément porteur

B.6.2.1 Cas des boîtiers bénéficiant d'un marquage CE

Les règles de calculs et de mise en oeuvre des boîtiers doivent respecter les préconisations des Agréments Techniques Européens communiqués par les fabricants.

- Dans le cas où $h_{\text{boîtier}} < 0,7 \times H$:

La justification au fendage de l'élément porteur doit être apportée suivant l'Eurocode 5 (paragraphe 8.1.4 de NF EN 1995-1-1).

- Dans le cas où $h_{\text{boîtier}} \geq 0,7 \times H$:

La justification du fendage de l'élément porteur n'est pas nécessaire.

avec :

- $h_{\text{boîtier}}$ la hauteur totale du boîtier ;
- H la hauteur totale de l'élément porteur.

B.6.2.2 Cas des boîtiers ne bénéficiant pas d'un marquage CE

La justification du boîtier, adapté à son environnement de mise en oeuvre, doit être apportée en accord avec les règles données dans les Eurocodes.

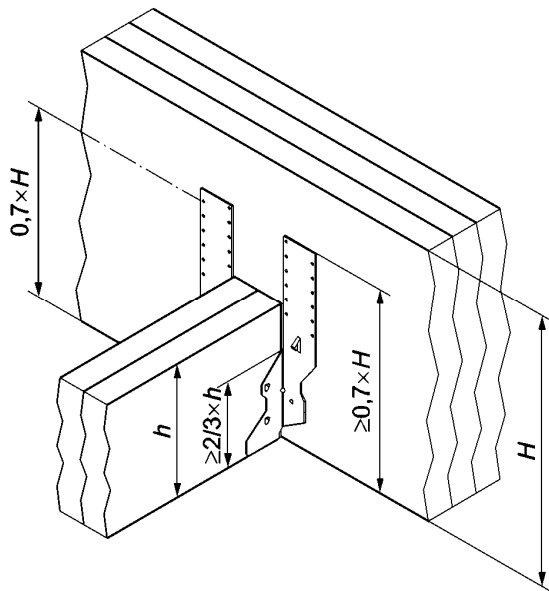


Figure B.10 Cas d'un sabot à bretelle sur élément porteur à plusieurs plis

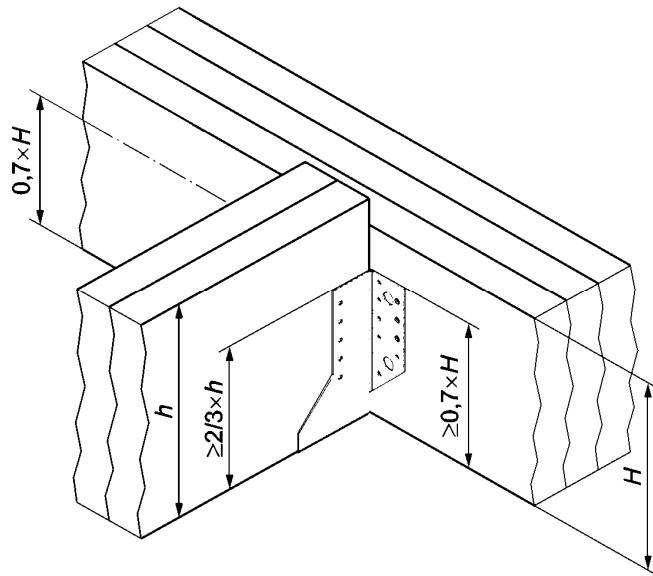


Figure B.11 Cas d'un sabot sur élément porteur à plusieurs plis, avec hauteur de l'élément porté (h) supérieure à la hauteur de l'élément porteur (H)

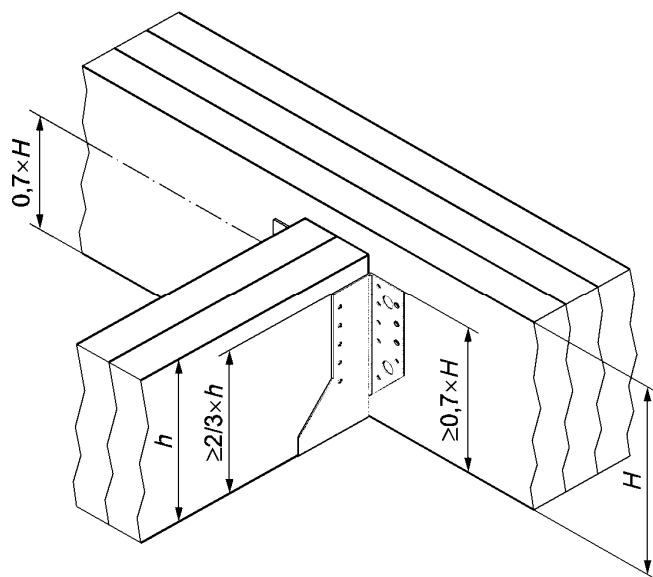


Figure B.12 Cas d'un sabot sur élément porteur à plusieurs plis, avec hauteur de l'élément porté (h) inférieure à la hauteur de l'élément porteur (H)

Annexe C (normative) Règles de conception suivant les Règles CB 71

C.1 Objet

La présente annexe donne les prescriptions de calcul et de conception à suivre dans le cadre d'un dimensionnement suivant les règles CB 71.

Le chapitrage de cette Annexe a volontairement été calqué sur celui du corps de texte afin de permettre une transposition stricte entre les deux méthodes « Eurocodes » et « Règles CB 71 ».

C.2 Références normatives

Voir Article 2 .

C.3 Matériaux

Voir Article 3 .

C.4 Actions

Sont présentés dans le présent article, des cas particuliers de chargement pouvant concerner les charpentes en bois assemblées au moyen de connecteurs à plaque métallique emboutie.

C.4.1 Préambule : définition des portées de référence

Voir paragraphe 4.1 .

C.4.2 Charge d'exploitation pour toitures inaccessibles (catégorie H)

C.4.2.1 Généralités

On entend par charge d'exploitation pour les toitures inaccessibles la charge d'entretien ou de réparation pour laquelle on tient compte du matériel spécifique ainsi que des effets dynamiques.

Elle est déterminée conformément à la norme NF P 06-001 .

Elle peut être répartie ou concentrée, sans être appliquée simultanément.

La charge concentrée peut être répartie sur deux éléments de structures (fermes).

On admet que, dans le cas de fermes industrialisées, les vérifications sous ces cas de charges (2 et 2bis du Tableau C.1) sont conduites avec une charge ponctuelle unique de 100 daN centrée sur la barre (d'arbalétrier pour le cas 2, d'entrait pour le cas 2bis) où elle est la plus critique.

C.4.2.2 Arbalétriers

La charge d'entretien ou de réparation n'est pas combinée avec une action climatique.

La charge ponctuelle d'entretien de 100 daN s'applique en milieu de barre.

C.4.2.3 Entrails

La charge d'entretien ou de réparation doit être combinée avec les actions climatiques.

La charge d'entretien ou de réparation s'applique lorsque la hauteur libre est au moins égale à 1,2 m (voir Figure 2 au 4.2.3). Dans ce cas, la charge ponctuelle d'entretien de 100 daN s'applique en milieu de barre.

C.4.3 Dispositifs de sécurité

C.4.3.1 Crochet de sécurité

C.4.3.1.1 Généralités

Voir 4.3.1.1 .

C.4.3.1.2 Définition des types de crochets

Voir 4.3.1.2 .

C.4.3.1.3 Actions à prendre en compte

La charge de crochet de sécurité est à intégrer dans une combinaison du second genre.

C.4.3.1.4 L'ancrage des fermes

Voir 4.3.1.4 .

C.4.3.1.5 Ligne de vie

Voir 4.3.2 .

C.4.4 Report de charge

Voir paragraphe 4.4 .

C.4.5 Exigences particulières

Certaines fonctions ou sollicitations autres que celles traitées dans le présent article peuvent être imposées à la charpente. Elles doivent alors être explicitées par les documents particuliers du marché.

Il s'agit notamment des aspects suivants :

- exigences particulières sur les flèches à respecter en fonction de certains matériaux associés (voir norme NF DTU

correspondante) et/ou de documents particuliers de marchés ;

- sollicitations particulières prévisibles en matière de transport, manutention et/ou mise en oeuvre ;
- les parties d'ouvrage à stabiliser et/ou à porter par la charpente (long-pans, pignons, conduits de cheminée, cloisons mobiles, etc.) ;
- sollicitations dynamiques alternées ou non (autres que séisme) ;
- exigences en matière de stabilité au séisme ;
- exigences en matière de sécurité incendie.

Une définition précise de performance, sollicitation et/ou de critère de déformation est alors nécessaire dans les documents particuliers du marché.

C.4.6 Charges

C.4.6.1 Charges permanentes

Il s'agit des charges permanentes de structure (poids propre) des remplissages et isolations, des couvertures et des équipements fixes, qui doivent être évaluées en fonction de leurs masses réelles. Il s'agit aussi des charges des cloisons de distribution dont les valeurs de charges équivalentes uniformément réparties sont données par la norme NF P 06-001, lorsque la répartition transversale en est assurée par le plancher.

Une part des charges d'exploitation, au moins égale à 20 % et variable selon la destination des locaux concernés, doit être considérée comme permanente.

D'une façon générale, cette proportion est suggérée par le coefficient Ψ_2 (voir norme NF P 06-001). Si on retient une proportion de 20 % pour les surfaces habitables de maisons individuelles, des valeurs plus grandes sont à envisager, par exemple, pour des bureaux ou des greniers (respectivement 65 % et 80 % de 250 daN/m²).

Une part de la surcharge de neige normale peut éventuellement être considérée comme permanente (voir C.4.6.3).

Il convient de prendre en compte une charge des accessoires (chevêtres, CV, DAF, ferrures courantes) de 2 kg/m², à appliquer sur les arbalétriers et entrails.

C.4.6.2 Charges d'exploitation

Il s'agit des charges de plancher définies par la norme NF P 06-001, sauf dispositions contractuelles.

En raison du mode d'exploitation habituel des combles aménageables, il est admis dans ce document de ne pas tenir compte de la majoration pour petites surfaces (sauf clause particulière des documents particuliers du marché).

Pour les fermes à entrail porteur étudiées en chargement dissymétrique (cas 3 du Tableau C.1), les charges d'exploitation du plancher sont considérées comme dissymétriques s'il existe au moins un appui intermédiaire sous la zone aménageable du comble. On réduit alors de moitié la charge d'exploitation sur la travée la plus courte.

Cas de charge	Combinaison d'actions	Vérifications correspondantes de sécurité et de rigidité
1	Charges permanentes + charges d'exploitation + charge de neige normale	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles dans les assemblages et appuis. Déplacements (globaux et locaux) et flèches relatives limités ^{a)}
1bis	(pour les ouvrages porteurs de planchers) : Charges permanentes + charges d'exploitation majorées de 20 %	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles dans les assemblages et appuis
2	Charges permanentes + charges d'entretien (sur barres d'arbalétrier)	Contraintes admissibles multipliées par 1,4
2bis	Charges permanentes + charge de neige normale + charges d'entretien (sur barres d'entrait)	Contraintes admissibles multipliées par 1,4
3	Charges permanentes + charges d'exploitation éventuellement dissymétriques + demi-neige normale dissymétrique + vent normal perpendiculaire au faîtage	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles (assemblages et appuis). Déplacements (globaux et locaux) et flèches ^{a)} relatives limités
4	Charges permanentes majorées de 10 % + charges d'exploitation majorées de 50 % + charge de neige extrême	Limites élastiques conventionnelles dans les éléments, assemblages et appuis ^{b)}
5	Charges permanentes minorées de 10 % + vent en soulèvement (extrême) majoré de 10 %	Vérification aux limites élastiques pour les appuis, ancrages, barres et assemblages si ce cas de charge conduit à une inversion d'une réaction d'appui
6	Sollicitations sismiques éventuelles	Limites élastiques conventionnelles dans les éléments, assemblages et appuis
a) On appelle flèche le plus grand déplacement calculé (compté perpendiculairement) entre la déformée de l'élément considéré et la ligne droite joignant ses appuis. b) Ce cas n'est à vérifier que s'il conduit à une charge totale excédant 1,5 fois celle du cas de charge 1.		

Tableau C.1 Cas de charges et nature des justifications de performance

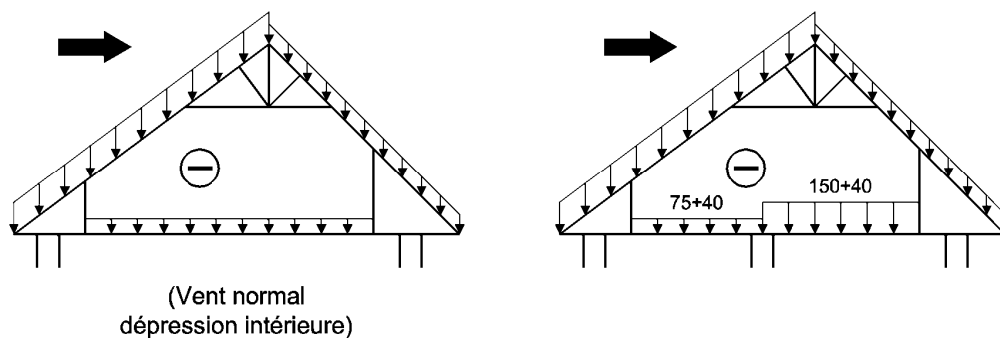


Figure C.1 Exemple d'application du cas de charge 3 avec vent

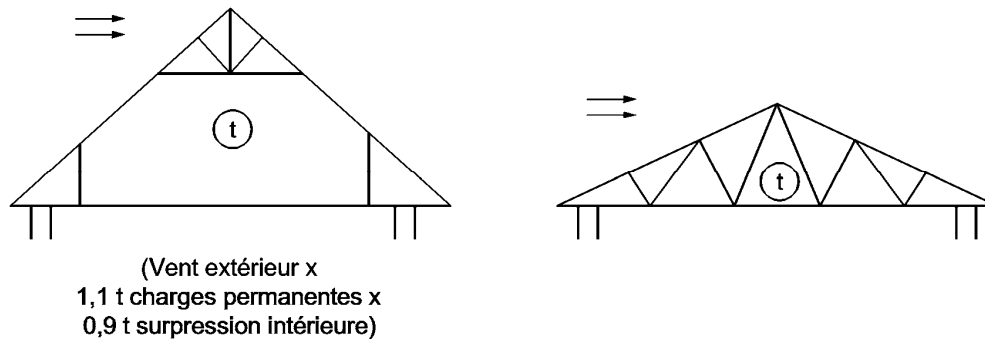


Figure C.2 Exemple d'application du cas de charge 5 avec vent

C.4.6.3 Surcharges climatiques

Elles sont définies pour la neige et le vent par les Règles Neige et Vent en vigueur.

Neige normale : Dans certains cas exceptionnels, en fonction de l'altitude (et sur clause spéciale des documents particuliers du marché), une portion de cette charge (à définir) est éventuellement considérée comme permanente à l'égard de l'évaluation des déplacements.

NOTE 1

Vent perpendiculaire au faîtage : Les fermes dissymétriques (par la pente, la position des potelets, la longueur des parties libres d'arbalétrier, par exemple) doivent faire l'objet de deux études distinctes (une pour chaque sens du vent).

NOTE 2

Demi-neige normale dissymétrique : Telle que définie par les règles Neige et Vent et le versant le moins chargé étant situé sous le vent.

NOTE 3

Surpression ou dépression intérieure : Les deux cas suivants, au moins, doivent être étudiés :

- vent normal perpendiculaire au faîtage : On retient pour ce cas, la présence d'une dépression intérieure sur la totalité des rampants de couverture ;
- vent extrême perpendiculaire ou parallèle au faîtage : On retient pour ce cas, la présence d'une surpression intérieure sur la totalité des rampants de couverture.

Les charges ponctuelles (amenées par d'autres fermes, chevêtres ou équipements tels que conduits de fumées) doivent être considérées comme telles.

C.5 Modélisation des fermes

C.5.1 Généralités

Les calculs sont conduits avec les hypothèses suivantes :

- le modèle de calcul doit être constitué par des barres correspondant aux lignes d'épure des éléments ;
- les lignes d'épure de tous les éléments doivent être situées à l'intérieur de ceux-ci ;
- les lignes d'épure des éléments périphériques doivent correspondre à leur fibre neutre ;
- on considère que les assemblages par connecteurs ou goussets sont articulés ;
- les chargements uniformes sont appliqués aux longueurs des barres du modèle de calcul ;
- tous les contacts d'appui avec l'infrastructure sont considérés, soit comme rotules, soit comme appuis roulants. La prise en compte de deux appuis rapprochés distincts n'est admise que sous certaines conditions (voir 5.3.2) ;
- dans le cas des fermes sans entrain porteur incorporé, mises en oeuvre sur les planchers dont la raideur ne peut pas être considérée comme très grande devant celle de la ferme (planchers en bois par exemple), la raideur du plancher aux points d'appuis de la ferme (appuis de jambettes en particulier) doit être incorporée dans le modèle statique de la ferme (appui élastique, barre fictive, entrain fictif équivalent, etc.) et on utilise des hypothèses de liaison en ces points qui correspondent aux dispositions réelles prévues pour la mise en oeuvre, en vérifiant leur aptitude à reprendre les efforts de traction entre fermes et planchers ;
- on tient compte de la continuité des barres ;
- la géométrie du modèle de calcul doit correspondre aux sections figurant au plan de fabrication.

a. Epure de calcul, principes généraux :

Tous les types de fermes constituées de barres à inertie constante (en bois massif, lamibois, lamellé-collé ou

reconstituées en pièces connectées ou à âme continue) doivent être modélisées pour le calcul selon des segments de droites confondus avec leur fibre neutre en flexion (avec leur axe de symétrie pour les pièces de section symétrique).

Les noeuds doivent en général être situés au point de concours des fibres neutres des barres.

Les barres périphériques, arbalétriers et entrails notamment, sont « prioritaires » par rapport aux barres internes du treillis. Il en découle que :

- les altérations de position des barres du modèle de calcul (par rapport aux fibres neutres des pièces définies au plan de fabrication) doivent être faites en premier lieu (et si possible exclusivement) sur les barres internes ;
- les longueurs des barres du modèle doivent être égales aux distances entre points d'épure tels que définies au plan de fabrication.

b. Cas particuliers :

À un noeud d'assemblage entre une pièce périphérique rectiligne (arbalétrier ou entrail) et une ou plusieurs pièces internes, la position du noeud de calcul est définie par le point de concours unique des axes de ces pièces avec celui de la pièce périphérique quand cela est possible. À défaut, la position du noeud de calcul est déterminée, sur l'axe d'une pièce périphérique, de manière à ce que les segments de droites servant à modéliser les pièces secondaires soient intégralement contenus dans la largeur des pièces de bois concernées, telles que prévues au plan de fabrication.

À un noeud d'assemblage entre deux barres de pentes différentes d'une pièce périphérique (arbalétrier ou entrail) et une ou plusieurs pièces secondaires, la position du noeud de calcul est définie par l'intersection des fibres neutres des deux barres périphériques (voir Figure C.3).

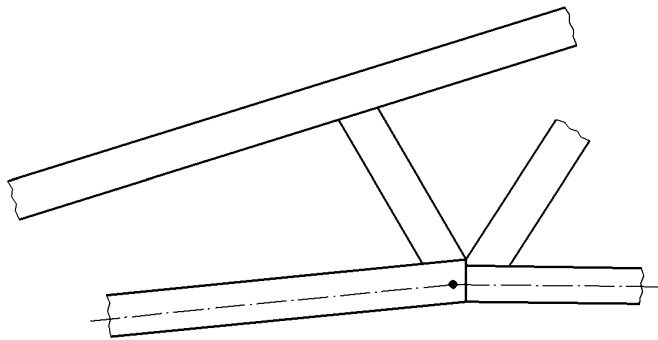


Figure C.3 Noeud défini par des barres périphériques

Dans les cas où l'on ne peut pas respecter les règles du présent article, les défauts de concourance des fibres neutres des barres doivent être incorporés au modèle de calcul sous la forme de barres fictives supplémentaires.

Les arbalétriers de la partie supérieure de la ferme au-dessus de l'entrail haut d'un comble habitable, lorsque cette partie est préfabriquée séparément, perdent leur priorité pour la détermination des positions de noeud du modèle et leurs positions peuvent être altérées comme celles des barres secondaires. On peut adopter, pour ces barres, une épure de calcul alignée sur celle de l'arbalétrier principal.

Pour les entrails composés (dans une zone de comble habitable par exemple) de deux pièces superposées et connectées, on conserve, pour le calcul, l'axe neutre de la pièce inférieure, en continuité avec les parties non renforcées de l'entrail.

c. Exceptions de modélisation :

Pour des raisons pratiques de fabrication (nécessité des doubles coupes de diagonales pour assurer la qualité de fabrication), il n'est pas toujours possible de respecter les points mentionnés au 2^{ème} tiret ainsi qu'au premier alinéa du point b) du présent paragraphe.

On admet en pratique que ces clauses sont respectées si les axes des barres internes concourent à l'intérieur ou à la limite de la largeur de la pièce périphérique passant par le noeud de calcul. Sous cette réserve, il n'est pas nécessaire de créer une barre fictive (voir b), alinéa 3).

C.5.2 Cas des assemblages entre arbalétriers et entrails

Si le point de concours des fibres neutres des deux barres se situe en dehors du bois, si ce point est extérieur à l'appui réel et si la longueur de contact entre les deux pièces est au moins égale à la longueur de l'assemblage nécessaire à la reprise de l'effort de cisaillement parallèle à ce joint, il est admis d'altérer l'inclinaison de l'une ou l'autre des premières barres d'arbalétrier ou d'entrail pour ramener le point de concours, au plus, à la limite du bois.

Toutefois, dans le cas d'un décalage intérieur de l'appui (voir Figure C.5), la position du noeud de calcul peut être rapprochée de celle du noeud d'appui (en restant sur la fibre moyenne de l'entrail) sous réserve que la barre du modèle ne sorte pas de la coupe de l'arbalétrier (voir Figure C.4).

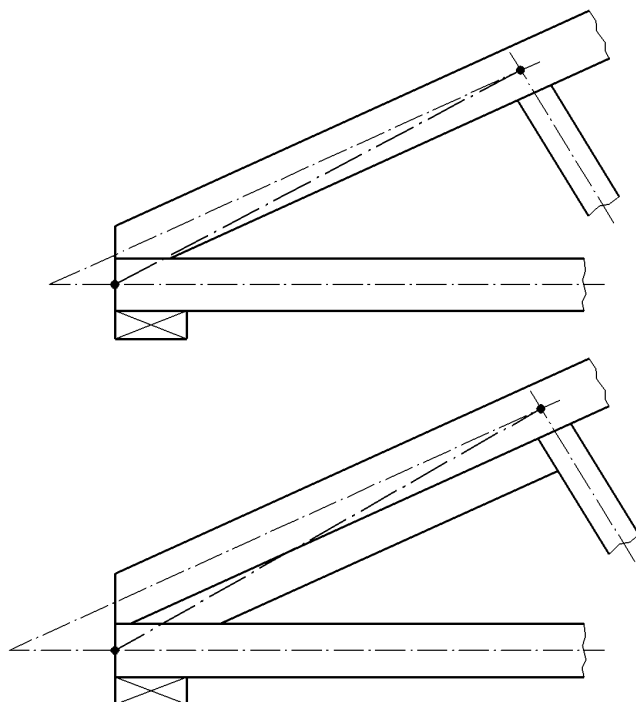


Figure C.4 Exemples d'altérations d'épure admises

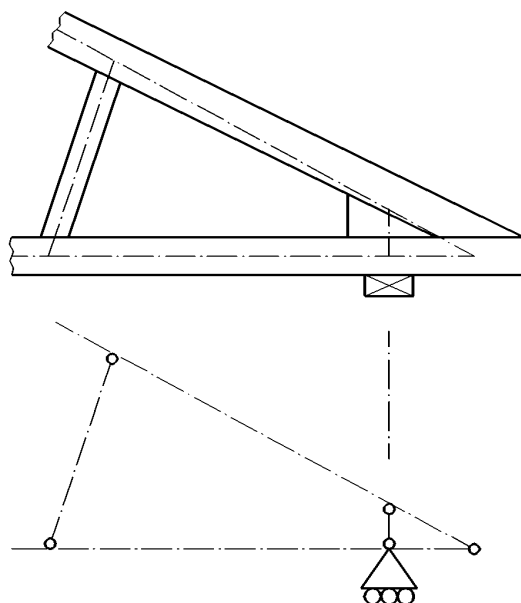


Figure C.5 Appui décalé — Modélisation pour le calcul

Si la longueur de contact entre les deux pièces de bois est inférieure à la longueur de l'assemblage nécessaire à la reprise de l'effort de cisaillement parallèle à ce joint, il faut prévoir l'adjonction d'une pièce de doublage de l'arbalétrier ou de l'entrait. Cette pièce et celle qu'elle double sont alors modélisées comme une barre unique partant du noeud précédent de la barre doublée et aboutissant au même point d'épure que celui qui résulterait de l'application du premier alinéa. La section totale de la pièce doublée doit assurer une concourance à l'intérieur du bois, et si tel n'est pas le cas, une barre fictive supplémentaire (verticale le plus souvent) doit être incorporée au modèle de calcul.

C.5.3 Positions et modélisations des appuis

Les appuis doivent être matérialisés par des noeuds.

Les noeuds d'appuis sont confondus avec les noeuds de triangulation lorsque la zone de contact des éléments recouvre la longueur de l'appui sur au moins 5 cm (Figure C.6).

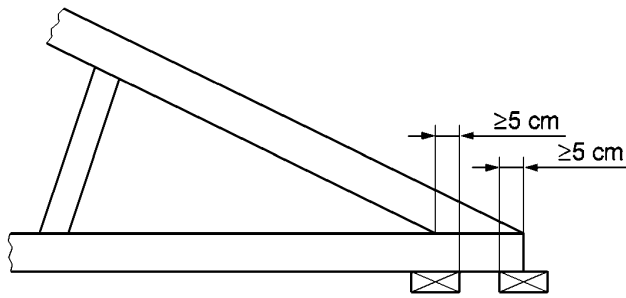


Figure C.6 Critère de non décalage d'appuis

Dans le cas contraire, on doit créer un noeud d'appui spécifique.

Il n'est pas admis d'écarter les moments sur appui.

Pour les barres d'appui très courtes (représentant un potelet ou écoinçon) les glissements d'assemblages, très grands par rapport à la déformation élastique de bois, conduisent à utiliser, si ces glissements ne sont pas pris en compte directement par la méthode de calcul, un module d'élasticité axial réduit ; une valeur égale au dixième de celle du bois est recommandée.

C.5.3.1 Décalage d'appui intérieur et dispositions constructives

On désigne par d la valeur du décalage, définie comme la distance horizontale entre l'extrémité intérieure de la coupe d'arbalétrier et le point le plus proche de l'appui (voir Figure C.7). Il n'est pas admis, dans le cadre de ce document, de décalage supérieur à 50 cm sans adjonction d'une barre supplémentaire pour assurer la triangulation du noeud d'appui.

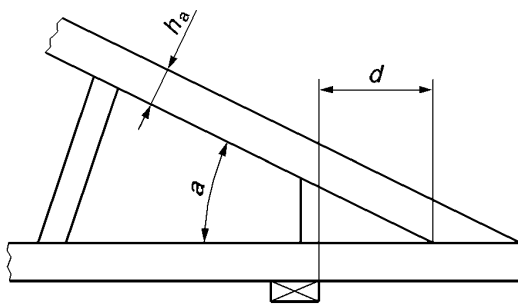


Figure C.7 Valeur de décalage

Dans le cas d'un décalage inférieur ou égal à 50 cm, la mise en oeuvre d'un écoinçon ou d'un potelet est nécessaire.

NOTE

Il est suggéré de ne recourir à l'emploi d'un écoinçon que si : $h_a > (d + 5) \times \tan a$

où :

- h_a est la hauteur de section de l'arbalétrier ;
- a est l'angle entre arbalétrier et entrait ;
- d (décalage) et h_a étant exprimés en centimètres, car cette condition permet seule de récupérer la chute de la coupe d'arbalétrier comme écoinçon.

Dans tous les cas de décalages, la vérification par calcul doit porter aussi sur les contraintes de flexion et de cisaillement. L'écoinçon doit être assemblé à l'arbalétrier et à l'entrait, au même titre qu'un potelet, par un ou des connecteurs suffisants pour transmettre l'effort que l'on y a calculé.

L'axe du potelet doit être situé dans l'axe de l'appui ou à 5 cm au moins à l'intérieur de l'appui. Lorsqu'un potelet ou un écoinçon est mis en oeuvre pour satisfaire le présent paragraphe, il doit être incorporé au modèle de calcul, comme toute autre barre interne.

C.5.3.2 Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés

Voir 5.3.2 .

C.5.3.3 Technologie des appuis

Pour les fermes dont les appuis du modèle sont constitués par une rotule et un ou plusieurs appuis roulants, et lorsque le déplacement (calculé sous cas de charge 1) d'un appui roulant n'excède pas 5 mm, on admet l'emploi d'appareils d'appuis de technologie simple (équerres, boîtiers) qui présentent de faibles rigidités en déplacement horizontal.

Cette simplification n'est admissible que sous réserve que la portée entre appuis de la ferme n'excède pas 18 m.

Dans tous les cas, les appareils d'appuis doivent présenter des caractéristiques de résistance et de rigidité compatibles

avec les hypothèses et les résultats de calcul propres à chacun des appuis.

C.5.3.4 Décalage d'appui externe

Pour que la vérification des contraintes de flexion et de cisaillement puisse être effectuée au niveau d'un décalage d'appui extérieur sur entrain, il est nécessaire qu'une barre horizontale prolongeant l'entrain soit modélisée.

Pour ce faire, il est souhaitable que, lorsque ces conditions de décalage sont détectées, le logiciel de calcul génère automatiquement cette barre et fasse apparaître sur la note de calcul un message précisant les taux de contrainte de flexion et de cisaillement au niveau de l'appui.

C.5.4 Cas particuliers : Fermes dissymétriques (chien-assis)

Il est question ici des fermes de combles habitables prenant appui à deux niveaux différents (sablère haute de façade de lucarne et plancher inférieur par exemple), sollicitées par chargement vertical. Les poussées horizontales, alors engendrées, ne peuvent en général pas être reprises par l'infrastructure. (Voir Figure 15).

Un dispositif de reprise de la poussée doit être conçu. Le calcul doit être conduit selon C.6.3.

Exemples de dispositif de reprise de la poussée :

- poutre longitudinale dans le plan des entrains (voir Figure 16) ;
- une poutre longitudinale, dans le plan vertical, fournissant un appui supplémentaire aux fermes (voir Figure 17) ;
- ou toute autre combinaison des deux systèmes.

C.6 Justifications

Les combinaisons et pondérations de charges ainsi que les vérifications doivent être menées conformément aux Règles CB 71.

Le Tableau C.1 donne la liste des cas de charges à appliquer à la structure et les performances à atteindre.

C.6.1 Barres

C.6.1.1 Généralités

Pour les calculs, les dimensions doivent être rapportées à 20 % d'humidité.

Les propriétés mécaniques des bois massifs de section rectangulaire (conformes à la NF EN 14081-1) sont fournies par la NF P 21-400. Les propriétés des bois lamellés (conformes à la NF EN 14080) sont fournies par la NF P 21-400.

C.6.1.2 Calcul des barres

Les barres comprimées avec risque de flambement doivent être vérifiées conformément aux Règles CB 71 sauf prescriptions particulières indiquées ci-après.

Les barres soumises à une flexion composée doivent être vérifiées à l'aide des formules suivantes :

$$\text{Flexion + traction} = \frac{\text{contrainte de traction}}{\text{contrainte admissible de traction}} + \frac{\text{contrainte de flexion}}{\text{contrainte admissible de flexion}} \leq 1$$

$$\text{Flexion + compression} = \frac{\text{contrainte de traction}}{\text{contrainte admissible de compression} \times K} + \frac{\text{contrainte de flexion}}{\text{contrainte admissible de flexion}} \leq 1$$

en considérant successivement le flambement selon le plan de ferme et perpendiculairement à celui-ci.

Le coefficient de flambement K est calculé selon les Règles CB 71.

Les modifications de contraintes et limites élastiques en flexion, définies dans les Règles CB 71 pour des hauteurs de flexion différentes de 15 cm, ne sont pas applicables.

Aucune correction des contraintes admissibles et des modules d'élasticité instantanés en fonction de l'humidité ne doit être appliquée lorsque les conditions d'exploitation de l'ouvrage ne conduisent pas l'humidité du bois à dépasser 18 %.

C.6.1.3 Longueurs de flambement

C.6.1.3.1 Flambement dans le plan de la ferme

Voir 6.1.3.1.

C.6.1.3.2 Flambement hors plan – cas général

Pour la vérification des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue sauf si elle est maintenue par une ou plusieurs lisses ou tout autre dispositif d'antiflambement.

Pour la vérification des barres périphériques comprimées (arbalétriers notamment), la longueur de flambement hors plan, l_{ef} , est définie comme suit :

$$l_{ef} = c \times e$$

où :

- e
 - antiflambement de type A (définition au C.6.4.2.1) :
 e = entraxe des fermes (limite maximale de l'entraxe des éléments de rappel au C.6.4.2.1) ;
 - antiflambement de types B et C (définition aux C.6.4.2.2 et C.6.4.2.3) :
 e = entraxe des éléments de rappel ;

- c coefficient dépendant de la portée (voir Tableau 3).

On entend ici par « portée », la plus grande distance entre deux appuis consécutifs (pris en compte dans le calcul) de la ferme étudiée (voir Figure 1).

Lorsque l'antiflambement est assuré par des panneaux supports de couverture cloués directement sur les fermes, l_{ef} est égal à :

$$l_{ef} = 1,1 \cdot d$$

où :

- d est la distance entre points de fixation sur l'arbalétrier.

La méthodologie de justification de ces dispositifs d'antiflambement est donnée au C.6.4 .

Les trois types d'antiflambement envisagés ci-après sont définis au C.6.4 :

- type A : Antiflambement continu par diagonales sous arbalétriers ;
- type B : Antiflambement par poutre au vent ;
- type C : Antiflambement par le chaînage des pignons en maçonnerie.

C.6.1.4 Taux de contrainte de cisaillement

En appui sur mur, poutre ou sablière, la hauteur de section (h) à prendre en compte pour le calcul de la contrainte en cisaillement longitudinal sous l'effet de l'effort tranchant est celle du bois au droit du nu intérieur de l'appui (voir Figure C.8).

Dans le cas d'un appui sur étrier, on prend en compte, comme position de l'appui du modèle de calcul, ainsi que pour la hauteur de section (h), pour le calcul de contrainte de cisaillement, le milieu de la longueur d'appui (voir Figure C.9).

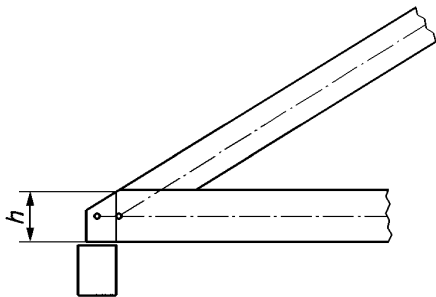


Figure C.8 Hauteur h dans le cas d'un appui sur mur

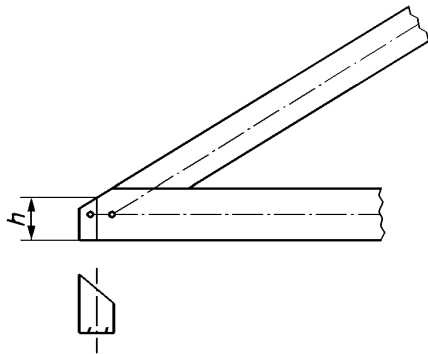


Figure C.9 Hauteur h dans le cas d'un appui sur étrier

NOTE

Il est souhaitable que la note de calcul décrive les options prises au niveau des appuis (schémas par exemple).

Le taux de contrainte de cisaillement est donné par la relation :

$$\tau = \frac{1,5T}{b \cdot h}$$

C.6.2 Assemblages

C.6.2.1 Règles générales

Aux noeuds d'assemblage, la totalité des efforts tranchants et normaux (hors compression, voir C.6.2.1.1) amenés par chaque barre doit être reprise par le gousset ou connecteur et pour les sollicitations définies au Tableau C.1 .

Les assemblages mécaniques par pointes, boulons, connecteurs sont supposés, pour les calculs de stabilité, avoir une limite élastique conventionnelle déduite de l'effort admissible par le coefficient multiplicateur 1,5.

NOTE 1

La limite d'élasticité d'un assemblage est la valeur de l'effort au-delà duquel les déformations instantanées ne sont plus exactement réversibles.

Les efforts admissibles dans les connecteurs à dents et les goussets d'assemblages sont définis, pour chaque procédé, à l'aide d'essais, sur des éprouvettes d'assemblages faisant intervenir en particulier l'orientation relative des connecteurs, du fil du bois et de l'effort ;

NOTE 2

Les efforts admissibles correspondent à un coefficient de sécurité de 2,75 par rapport à la moyenne des ruptures et à un glissement de l'assemblage inférieur ou égal à 1 mm ; ils sont donnés en N/mm² de recouvrement d'un bois par connecteur ou par unité d'assemblage, et rapportés à une masse volumique du bois de classe C24.

Un effort admissible de joint (en N/mm) est défini également pour chaque type de connecteur ou de gousset à la suite d'essais.

NOTE 3

L'effort admissible correspond à un coefficient de sécurité de 2,5 et est donné d'une part en traction, d'autre part en cisaillement, et en fonction, si nécessaire, de l'angle de sollicitation.

Les modules de glissements des assemblages sont évalués sur la base de résultats d'essai (se reporter, pour les connecteurs métalliques aux dispositions du paragraphe C.6.2.1.2). Le fluage des assemblages est supposé égal à celui des bois assemblés.

C.6.2.1.1 Efforts à prendre en compte

La surface de connecteur nécessaire sur les barres doit être calculée à partir de la force résultante sur cette barre, de l'angle de cette force avec la barre et de l'orientation du connecteur.

Les dimensions de chaque connecteur doivent permettre de reprendre l'effort de cisaillement et de traction dans toutes les directions du plan de ferme.

Les dimensions et positions des connecteurs doivent satisfaire à tous les cas de charge.

Les fermes sont soumises à des efforts de manutention pendant la fabrication, le transport et la pose. Pour en tenir compte, les connecteurs doivent être capables de reprendre un effort de 100 daN dans n'importe quelle direction du plan de la ferme.

Pour la vérification de la surface de contact de l'ancrage, on soustrait la tolérance de positionnement, définie dans la norme NF EN 14250 , à l'aire efficace (A_{ef}).

Lors de la prise en compte du contact bois-bois, il convient de considérer la moitié de la composante de l'effort de compression perpendiculaire à la surface de contact pour :

- la vérification des surfaces d'ancrage ;
- la vérification de la capacité de la plaque.

C.6.2.1.2 Glissements d'assemblage

Les calculs de déplacements doivent tenir compte des glissements d'assemblage.

Les modules de glissement des assemblages sont évalués sur la base de résultats d'essai. Le fluage des assemblages est supposé égal à celui des bois assemblés.

Pour les connecteurs à dents embouties on peut, en alternative, tenir compte forfaitairement des glissements d'assemblage en réduisant les modules d'élasticité de traction et de compression du bois (instantanés ou différés) par les coefficients suivants :

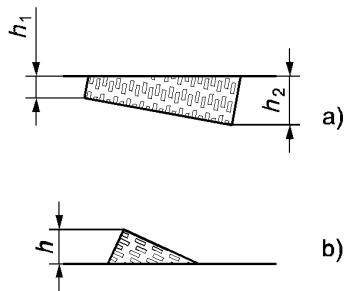
- 1 (pas de réduction) pour les barres continues à leurs deux noeuds d'extrémité ;
- 0,75 pour les barres assemblées à une de leur extrémité et continues à l'autre extrémité ;
- 0,50 pour les barres assemblées à leurs deux extrémités ou pour les barres comportant un joint d'aboutage par connecteur métallique, même si une extrémité est continue.

(On entend ici par barre, une pièce reliant deux noeuds de triangulation, qu'elle comporte ou non un joint d'aboutage intermédiaire).

C.6.2.1.3 Règles constructives

Le recouvrement minimum du connecteur sur l'élément de bois, h_e (voir Figure 20), indiqué sur les plans de fabrication, est au moins égal à 35 mm.

Les dimensions minimales du gousset ou connecteur ayant été définies (surfaces, largeur de joint, etc.) conformément aux dispositions qui précèdent, les dimensions finales sont établies en fonction des règles suivantes : L'emprise réelle moyenne, h_m , d'un connecteur ou gousset sur une pièce ne doit jamais être inférieure à 25 mm. Afin de tenir compte des tolérances de fabrication, la dimension minimale du connecteur doit être augmentée de 10 mm sur chacun des bords pour lesquels une translation perpendiculaire de la plaque fait varier la surface de recouvrement du connecteur sur le bois. En conséquence, l'emprise moyenne h_m (Figure C.10) **ne doit jamais être inférieure, sur plan, à 35 mm.**



$$a) h_m = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$$b) h_m = \frac{h}{2}$$

Figure C.10 Définition de l'emprise h_m

C.6.2.1.4 Joints de transport ou de chantier

Les assemblages réalisés sur chantier doivent être conçus dimensionnés et indiqués dans le cadre de l'étude de la ferme et leurs caractéristiques mécaniques incorporées aux hypothèses de cette étude. Ils doivent être étudiés, selon le type d'assemblage utilisé, en fonction de la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) (pointes, boulons, broches, etc.) ou selon les préconisations des fabricants (anneaux, crampons, etc.). On vérifie en particulier la reprise correcte des moments, efforts normaux et efforts tranchants, et on tient compte des conditions particulières de préparation et de mise en oeuvre sur chantier pour l'évaluation de leur comportement mécanique.

Lorsque l'on ne peut pas éviter la création de moments secondaires perpendiculaires au plan de ferme, on étudie les mesures à mettre en oeuvre (retournements, contreventements, antiflambements) pour en éliminer les conséquences néfastes.

C.6.2.2 Vérifications locales

Outre la surface minimale de recouvrement de la pièce de bois, on vérifie :

- les efforts de cisaillement et de traction dans les goussets ou connecteurs ;
Lorsque l'emprise (h) du gousset ou connecteur sur la pièce (distance la plus grande à partir du joint) est inférieure à la moitié de la largeur de la pièce plus 1 cm, on vérifie dans ce cas :
 - la traction axiale entraînée par l'effort d'assemblage sur une section égale à la partie de la pièce recouverte par le gousset ou connecteur (voir Figure C.11) ;
 - la traction transversale supposée répartie également sur l'épaisseur de la pièce et sur la longueur du joint d'assemblage prise égale à la longueur du connecteur (cote parallèle aux fibres) majorée d'une valeur égale à son emprise (cote perpendiculaire) h (voir Figure C.12).

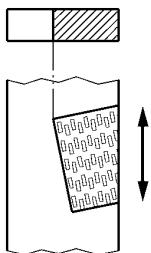


Figure C.11 Section de référence pour vérification de traction axiale

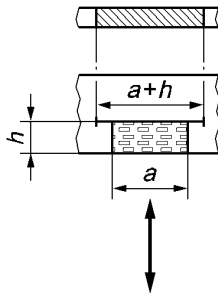


Figure C.12 Section de référence pour la vérification de traction

Si l'emprise h du connecteur est supérieure à $(L/2 + 1)$ cm, où L est la hauteur du bois, ces vérifications ne sont pas demandées.

Pour les assemblages d'arbalétrier sur entrain, lorsque l'entrain est coupé (« queue de vache » par exemple), la résistance unitaire des connecteurs est réduite, en fonction de la pente (voir Tableau C.2).

Pente (a) (°)	Coefficient de réduction
$a \leq 15$	0,85
$15 < a \leq 18$	0,80
$18 < a \leq 22$	0,75
$22 < a \leq 25$	0,70
$a > 25$	0,65

Tableau C.2

C.6.2.3 Joints de continuité

Les assemblages de barres non coaxiales par connecteurs ne sont pas des joints de continuité et devront être considérés comme des rotules (ferme à facettes, ferme cintrée, etc.).

Sont considérés ci-après les assemblages réalisés sur une barre en dehors de noeuds de triangulation.

C.6.2.3.1 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs (aboutage)

On peut considérer les assemblages coaxiaux de barres comme susceptibles de transférer des moments de flexion sous la condition suivante :

- le joint est nécessairement placé en un point de moment nul sous cas de charge 1 du Tableau C.1 (compte tenu de la tolérance de ± 15 cm) ;
- on se réfère aux dispositions générales de dimensions minimales de connecteurs d'aboutage ;
 - pour la largeur : 0,6 fois la largeur du bois utilisé ;
 - pour la longueur : 1,2 fois la largeur du bois utilisé ;
 - minimum 72 mm x 150 mm.

Dans ce cas on vérifie seulement les résistances en matière d'effort tranchant et d'effort normal pour tous les cas de charge.

Pour les barres autres que les entrains porteurs de combles habitables, l'effort normal seul est pris en compte pour le calcul de la surface du gousset ou connecteur (l'effort tranchant est négligé).

C.6.2.3.2 Assemblages de continuité à une paire de connecteurs à l'aide d'une cale

Voir 6.2.3.2 .

C.6.2.3.3 Assemblages de continuité à deux paires de connecteurs

On peut considérer les assemblages coaxiaux de barres (aboutages par connecteurs pour les joints d'entrain des fermes supportant un plancher) comme susceptibles de transférer des moments de flexion par deux paires de connecteurs de dimensions identiques (voir Figure C.13), sous les conditions indiquées ci-après.

Le joint connecté de continuité ne peut être placé que dans une zone de la pièce où le moment de flexion, quelque soit le cas de charge considéré, n'excède pas la moitié du moment admissible de la pièce de bois elle-même.

On néglige la résistance polaire de chacune des paires de connecteurs.

On ne calcule que le connecteur le plus tendu, auquel sont attribués la moitié de l'effort de traction et la moitié de l'effort tranchant.

L'effort de traction dû au moment est calculé en utilisant la distance entre axes des deux connecteurs.

La hauteur totale h' de l'assemblage est au moins égale à 0,9 fois la hauteur des pièces.

Enfin, dans tous les cas, on majore de 50 % les surfaces minimales calculées afin d'augmenter la rigidité en rotation.

AVERTISSEMENT — Le fonctionnement correct de ce type d'aboutage connecté assurant la reprise de moments n'est possible que dans l'hypothèse d'un contact initial des bois en fabrication. Cette nécessité est réputée satisfaite si l'ouverture de la coupe respecte les tolérances de la norme NF EN 14250 .

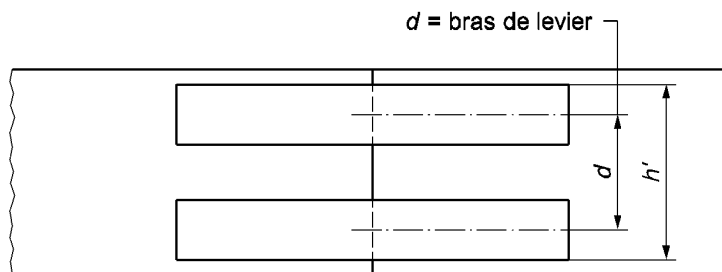


Figure C.13 Joint de continuité à deux paires de connecteurs

C.6.2.3.4 Assemblages de chantier

Tous les assemblages de chantier (et faisant appel à des plaques d'acier préperçées, goussets en contreplaqué cloués, fourrures en bois massif, boulons) doivent être étudiés et calculés selon les règles qui leur sont propres (Réglementation et Recommandations en vigueur) et définis sur plan (voir Figures 27 et 28).

C.6.3 Fermes

C.6.3.1 Déplacements et flèches

Les déplacements et flèches sont calculés en fonction des cas de charge précisés sous référence 1 et 3 du Tableau C.1 .

Le coefficient de fluage est affecté aux déplacements et flèches dus à la partie permanente des charges. Dans le cas de justification par voie d'essai, ce coefficient doit être appliqué au moment de l'interprétation des résultats en majorant les résultats mesurés.

Si des critères de comportement complémentaires sont à prévoir (déplacements et flèches absolues en particulier), ils doivent être explicités au niveau des documents particuliers du marché.

Les calculs de déplacements doivent tenir compte des glissements d'assemblage (voir C.6.2.1.2).

Les mêmes hypothèses doivent être utilisées pour les calculs d'efforts nécessitant l'utilisation des raideurs de barres aux sollicitations axiales (modèles hyperstatiques).

Dans le cas des assemblages mécaniques complétés par des collages réalisés à l'aide de colles de structure à faible fluage (résorcines, urée-formol, mélamine-urée-formol), les glissements sont réputés nuls. Ces collages et ces assemblages mécaniques auxquels ils sont associés doivent être capables, chacun, de reprendre (en valeur admissible) la totalité des efforts.

C.6.3.2 Méthodes de calcul / fluage

Sauf indications concernant des conditions particulières d'état hygrométrique et de température, on peut, pour les combles (habitables ou non) de maisons individuelles et toutes les charpentes intérieures exposées à des conditions hygrothermiques normales, utiliser un coefficient de fluage de 1,5 correspondant à la partie permanente des charges.

Sont considérés comme charges permanentes à l'égard des caractéristiques de déformation :

- le poids propre de la structure ;
- les couvertures, remplissages, plafonds, isolation, revêtements de sol et équipements fixes divers ;
- pour les locaux d'habitation, 20 % des charges d'exploitation, sauf prescriptions particulières.

AVERTISSEMENT — Certains types de charges d'exploitation sont permanents par nature et doivent être considérés comme tels (réservoirs de fluides à niveau constant par exemple, remise et stockages divers, etc.) .

Lorsque l'on calcule les déplacements et flèches pour un cas de charge combinant des charges permanentes et des charges temporaires, on doit calculer séparément, puis sommer, les flèches et déplacements dus aux parties permanentes des charges d'une part, aux parties temporaires d'autre part, en utilisant les modules d'élasticité appropriés.

En ce qui concerne les poutres droites en treillis à diagonales en bois ou métalliques, on retient, outre l'effet des glissements d'assemblages, et sauf justification par voie d'essai, un coefficient de fluage égal à 1,9 (au lieu de 1,5) lorsque leur élancement est supérieur à 10.

C.6.3.3 Déplacements aux noeuds et flèches limites

AVERTISSEMENT — Il est nécessaire, dans tous les cas, de tenir compte des déplacements et flèches des éléments porteurs sur le comportement des ouvrages associés (portés par ou liés) à ces éléments.

Les déplacements des noeuds d'un élément, ou de ses points les plus déplacés doivent être limités comme indiqué dans les Tableaux C.3 et C.4 .

Nature de l'élément	Déplacement maximal ou flèche
Ferme	Verticalement : $1/400^{\text{ème}}$ de la portée Horizontalement (nœuds) : 10 mm Perpendiculairement au rampant : $1/300^{\text{ème}}$ du rampant
Structures porteuses de fermes et poutres de poussée	$1/500^{\text{ème}}$ de la portée sans tenir compte de la contre-flèche
Consoles et appuis en flexion ^{a)} (sans circulations)	Verticalement : 5 mm (jusqu'à 1 m) ou $1/200^{\text{ème}}$ de la longueur horizontale (ou de la distance horizontale entre nœud et appui, si elle est supérieure à 1 m)
Arbalétriers, noues, arêtières et empannons, sans plafonds	Perpendiculairement à la ligne du rampant : $1/300^{\text{ème}}$ de la longueur de la barre
Entraits, arbalétriers, pannes, poutres, linteaux et solives de plancher avec plafond et/ou plancher	$1/400^{\text{ème}}$ de la longueur de la barre
Entraits et solives avec plafonds peu flexibles ^{b)} ou supports de cloisons maçonnées	$1/500^{\text{ème}}$ de la longueur de la barre sans excéder 10 mm
Porte-à-faux de planchers (supportant leur seule charge d'exploitation)	$1/300^{\text{ème}}$
Pannes ne supportant pas de plafond	$1/300^{\text{ème}}$
Poteaux avec remplissage de maçonnerie prenant appui sur le poteau, ou recevant un vitrage sur plus de la moitié de leur hauteur, poteaux d'ossature en bois	Tête de poteau : $1/300^{\text{ème}}$ de la hauteur, horizontalement
Autres poteaux (portiques avec bardage par exemple)	Tête de poteau : $1/150^{\text{ème}}$ de la hauteur
Ces critères sont à vérifier sous cas de charge 1 et 3 du Tableau C.1.	
a) <i>Il s'agit de pièces en porte-à-faux (pannes, chevrons, etc.) ou d'appuis de fermes en flexion simple par prolongation d'arbalétrier ou d'entrait, sans reprise de poussée horizontale. Le déplacement (vertical) concerné est celui de la jonction arbalétrier-entrait.</i>	
b) <i>Par exemple, enduit armé de plâtre ou éléments en terre cuite.</i>	

Tableau C.3 Déformations admissibles des ouvrages ou parties d'ouvrages de charpentes pour les bâtiments d'habitation ou assimilés et les établissements recevant du public

Nature de l'élément	Déplacement maximal ou flèche
Fermes et tous éléments en flexion	Perpendiculairement à la ligne d'appui : $1/200^{\text{ème}}$ de distance entre appuis
Autres déformations et déplacements	Limités par les conditions de fonctionnement de la structure et de ses menuiseries et équipements (ou par les DPM)

Tableau C.4 Autres bâtiments

La portée est définie au Tableau 5 (voir 6.3.3) .

On appelle flèche le plus grand déplacement calculé (compté perpendiculairement) entre la déformée de l'élément considéré et la ligne droite joignant ses appuis.

Contreflèches :

Les contreflèches de fabrication peuvent être déduites dans les justifications précédentes, mais la déformation totale de l'élément ne doit en aucun cas excéder $1/200^{\text{ème}}$ de sa portée. Elles ne doivent pas être prises en compte pour les justifications des éléments de fermes supportant des planchers. La contreflèche prise en compte ne peut excéder la

valeur de la valeur de la flèche sous la charge permanente, y compris l'effet du fluage.

C.6.3.4 Modèle d'appui des fermes

Lorsqu'une ferme repose sur plus de deux appuis, les appuis intermédiaires sont situés de préférence au droit de noeuds de triangulation.

Dans ce cas, le treillis est globalement considéré comme hyperstatique à moins que des dispositions ne soient prises pour supprimer la continuité sur les appuis intermédiaires.

Fermes en appui sur poutre : Les poutres porteuses ou de poussée doivent être considérées comme des éléments essentiels de la charpente. Deux cas sont à distinguer :

- les déformations de la (ou des) poutre(s) influent sur le fonctionnement des fermes portées (interaction hyperstatique) (voir Figure C.14) .

La méthode la plus précise consiste à réaliser le calcul global d'un modèle incorporant la totalité des fermes portées et de la (ou des) poutre(s) porteuse(s). Un tel calcul ne nécessite pas impérativement l'utilisation d'un programme tridimensionnel et peut, moyennant certaines précautions (notamment : liaisons, entre fermes et poutres, libres dans un plan horizontal), être conduit sur un programme de structures planes par « rabattement » dans un plan unique. Dans le cas où les fermes portées sont l'objet d'un calcul distinct de celui des poutres, ces fermes doivent être justifiées dans les deux conditions de fonctionnement extrêmes :

- sans déplacement imposé, la (ou les) poutre(s) porteuse(s) étant considérée(s) comme infiniment rigide(s) dans leur propre plan ;
- avec un déplacement imposé (au niveau des appuis sur poutre(s)) correspondant au déplacement calculé de la poutre (calculée préalablement) sous l'effet de la poussée ou action naturelle des fermes (c'est-à-dire fonctionnant comme en 1).

Il est tenu compte des déplacements des appuis de la poutre.

Pour la justification de ce type de poutres (ou fermes) porteuses ayant une interaction hyperstatique avec les éléments portés, il n'est pas possible de prendre en compte une éventuelle contreflèche de fabrication ;

NOTE

Dans le cas où la (ou les) poutre(s) sont conçues de manière à présenter sous cas de charge 1, une flèche inférieure à 1/500^{ème} de leur portée sans excéder 10 mm, l'interaction hyperstatique peut être ignorée et les fermes portées peuvent être justifiées comme étant sur appui infiniment rigide (selon le plan de la (ou des) poutre(s) porteuse(s)), ce qui revient à se placer dans le contexte de b).

- lorsque les déformations de la (ou des) poutre(s) n'influent pas sur le fonctionnement des fermes portées (pas d'interaction hyperstatique, par exemple fermes de croupes), le calcul des fermes portées est conduit comme pour une ferme isolée.

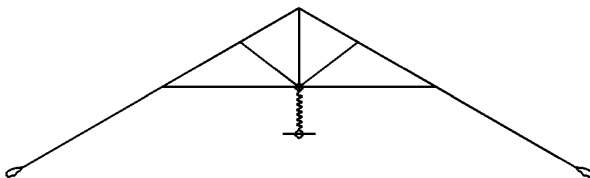


Figure C.14 Modélisation d'une poutre de faîtière par un appui élastique

C.6.3.5 Liaisons à l'infrastructure

Les fermes et les divers éléments porteurs principaux de la charpente doivent être munis de dispositifs d'appuis susceptibles de reprendre en sécurité les divers efforts correspondant aux cas de charge étudiés et respectant au mieux les hypothèses du calcul théorique (appuis à rotule ou libres par exemple). On doit vérifier en particulier :

- les surfaces d'appui (compression localisée et cisaillement longitudinal) ;
- la résistance aux efforts éventuels de soulèvement ;
- la résistance aux efforts horizontaux dans les plans parallèles et perpendiculaires aux fermes.

Ces vérifications doivent s'appuyer sur des efforts admissibles des organes de liaisons dûment justifiés (par essais notamment).

C.6.3.6 Fermes multiples

C.6.3.6.1 Charge verticale excentrée

Voir 6.3.6.1 .

C.6.3.6.2 Charge verticale centrée uniformément répartie

On fait référence ici aux chargements dont la résultante se situe au voisinage de l'axe de la section constituée par les fermes multiples (voir Figure 34 au 6.3.6.2).

Il n'y pas de réduction du nombre de plis.

Le système de liaison entre les fermes doit être capable de distribuer uniformément la charge entre les plis.

C.6.3.7 Fermes de pignons, support de bardage

Voir 6.3.7 .

C.6.3.8 Fermes supports de chevêtres

Voir 6.3.8 .

C.6.3.9 Cas particulier des entrails en deux pièces superposées assemblées par connecteurs

Il est possible, pour des raisons pratiques de calcul, de considérer ce type d'entrait comme une pièce unique.

Compte tenu de l'augmentation notable de déformation par effort tranchant par rapport à une pièce massive d'encombrement identique, il est toutefois nécessaire de modéliser cette pièce en calculant préalablement l'inertie ou la hauteur équivalente) de la pièce unique équivalente en flexion.

L'Article C.9 donne un exemple de méthode de calcul permettant l'évaluation de cette hauteur équivalente. L'effet du retrait sur ces poutres doit également être pris en compte en fonction de l'écart entre humidité de fabrication et de stabilisation.

C.6.4 Système de stabilisation**C.6.4.1 Généralités concernant l'antiflambement**

L'antiflambement est nécessaire, dans toutes les hypothèses, pour assurer aux fermes leur capacité portante nominale. Ce dispositif doit présenter des caractéristiques minimales de résistance et de rigidité. La position et la nature des dispositifs d'antiflambement doivent impérativement être mentionnées sur les plans d'exécution.

L'antiflambement des pièces peut être assuré :

1. par des éléments à haute rigidité tels que des panneaux supports de couverture en matériaux dérivés du bois si ceux-ci sont solidarisés aux pièces à antiflamber (certains cas d'arbalétriers ou d'entrails) ;
2. par la création de points suffisamment rigides (selon le plan dans lequel on doit empêcher le flambement) à des écartements suffisamment réduits pour annuler le risque de flambement. Ces points rigides peuvent être rendus tels :
 - soit par simple rappel (sur une distance n'excédant jamais 12 m) par des pièces transversales assemblées à un élément rigide de la construction (poutre au vent, pignon rigide) ;
 - soit par un rappel (comme ci-dessus) prenant appui sur une triangulation assurant le report des efforts et la liaison avec l'infrastructure. L'extrémité basse de cette triangulation doit être rigidement liée aux pieds de fermes et à la sablière d'appui.

La méthode la plus fiable à l'égard des conditions de mise en oeuvre de la charpente consiste à créer cette triangulation sous la forme d'une ou plusieurs poutres préfabriquées qui peuvent aussi, dans de nombreux cas, remplir une fonction de contreventement.
3. par l'adjonction à la barre concernée d'une pièce présentant, dans le plan où l'on doit assurer l'antiflambement, une inertie suffisante (voir méthode de calcul au C.10).

Dans tous les cas, le but est d'empêcher la translation de points intermédiaires de la pièce par rapport à ses extrémités, ce qui implique que la chaîne des liaisons entre ces points et les extrémités soit continue.

Les Tableaux C.5 et C.6 ci-dessous donnent, pour des exemples de sections, la valeur admissible de résistance au flambement R :

	Entraxe $\leq 0,70$ m		0,70 m < Entraxe $\leq 0,95$ m		0,95 m < Entraxe $\leq 1,10$ m	
	Section (mm)	R (kN)	Section (mm)	R (kN)	Section (mm)	R (kN)
Lisses filantes	25 × 60	4,7	25 × 72	3,1	36 × 72	6,8
AFA	25 × 100	3,9	36 × 97	6,2	36 × 122	5,8
CVS	25 × 72	2,8	25 × 72	1,5	36 × 97	4,6
NOTE Les exemples de sections sont donnés pour des bois de classe de résistance C24 (selon norme NF EN 338).						

Tableau C.5 Valeurs admissibles pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C24

	Entraxe ≤ 0,70 m		0,70 m < Entraxe ≤ 0,95 m		0,95 m < Entraxe ≤ 1,10 m	
	Section (mm)	R (kN)	Section (mm)	R (kN)	Section (mm)	R (kN)
Lisses filantes	25 × 60	4,2	25 × 72	2,7	36 × 72	6,1
AFA	25 × 100	3,5	36 × 97	5,5	36 × 122	5,2
CVS	25 × 72	2,5	25 × 72	1,4	36 × 97	4,1
NOTE Les exemples de sections sont donnés pour des bois de classe de résistance C18 (selon norme NF EN 338).						

Tableau C.6 Valeurs admissibles pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C18

C.6.4.2 Antiflambement d'arbalétriers

C.6.4.2.1 Antiflambement continu / Type A

On peut concevoir la réalisation d'un antiflambement continu de plusieurs manières :

- l'antiflambement est réalisé à l'aide de lisses fixées sous les arbalétriers (Anti-Flambement sous Arbalétriers, AFA). L'antiflambement forme avec ces derniers un angle voisin de 45°. La distance entre les intersections antiflambement-arbalétriers est alors égale à la valeur « L » proche de l'entraxe des fermes. Voir Figure 1 . Cette méthode d'antiflambement n'est valide que dans la mesure où il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas celui des fermes. Dans le cas de supports à entraxe supérieur à celui des fermes, des éléments de rappel intermédiaires doivent être ajoutés. En alternative, chaque AFA peut être remplacé par une paire de feuillards d'acier disposés en Croix-de-Saint-André. Des lisses filantes sont disposées à chaque noeud des arbalétriers et bloquées à leurs extrémités ;
- l'antiflambement est réalisé par panneaux à base de bois fixés aux arbalétriers formant ainsi un diaphragme de toiture ;
- l'antiflambement est réalisé par le seul voligeage, fixé aux arbalétriers par au moins deux pointes, formant ainsi un diaphragme de toiture.

Ces antiflambements (AFA) doivent exister sur toute la longueur de la charpente et sur toute la longueur des parties comprimées des arbalétriers.

Chacune de leurs extrémités inférieures doit être fixée à un appui rigide tel que :

- entretoisement entre pieds de fermes (ESA). Voir Figure 38 ;
- entretoisement entre fermes au droit de la sablière dans le cas de fermes à entraxe prolongé. Voir Figure 39 .

En alternative, chaque AFA peut être remplacé par une paire de feuillards d'acier disposés en Croix-de-Saint-André.

Des lisses filantes sont disposées à chaque noeud des arbalétriers et bloquées à leurs extrémités.

La conception de ces éléments de rappel et leur mise en oeuvre doit assurer leur continuité (voir 5.4.3 de la partie 1-1 (CCT) du présent document ainsi que la transmission des efforts axiaux.

C.6.4.2.2 Antiflambement ponctuel / Type B

Voir 6.4.2.2 .

C.6.4.2.3 Antiflambement par pignon en maçonnerie / Type C

Voir 6.4.2.3 .

C.6.4.2.4 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers

La méthode suivante suppose que la pose des fermes est réalisée conformément à la partie 1-1 (CCT) du présent document.

Lorsque le dispositif d'antiflambement fait aussi office de contreventement, la charge due à une action horizontale externe (par exemple vent, séisme) est à prendre en compte.

Le dispositif d'antiflambement (éléments et assemblages) doit être capable de résister à une charge de stabilité interne uniformément répartie, q_d :

$$q_d = \frac{n \cdot N_d}{30l}$$

où :

- n est le nombre de fermes afférentes à la poutre ;
- N_d est l'effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'arbalétrier ;

- l est la longueur du rampant.

C.6.4.2.5 Justification des liaisons entre l'arbalétrier et les éléments de rappel

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort Q_d .

$$Q_d = \frac{N_d}{30l} \cdot l_e$$

où :

- l_e est l'écartement des éléments de rappel (liteaux, pannelettes ou lisses filantes), dans le plan du rampant (voir Figure 1).

C.6.4.2.6 Justification des liaisons entre l'arbalétrier et l'AFA (type A)

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort Q_d .

$$Q_d = \frac{n \cdot N_d}{30l} \cdot L$$

où :

- L est la distance, dans le plan du rampant, entre deux points durs (égale à l'entraxe des fermes si l'antiflambement est posé à 45° de celles-ci (voir Figure 38)).

C.6.4.2.7 Justification de la liaison de l'AFA à l'infrastructure (type A)

Voir 6.4.2.7.

C.6.4.2.8 Cas des ouvrages courants (voir Figure C.15)

Lorsque les caractéristiques suivantes sont réunies dans l'ouvrage concerné :

- la longueur (distance entre pignons) n'excède pas 15 m ;
- l'effort maximal de compression axiale dans les arbalétriers n'excède pas 1 500 daN (premier genre) ;
- les pignons ou refends sont porteurs et rigides ;

NOTE

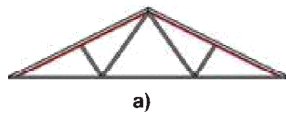
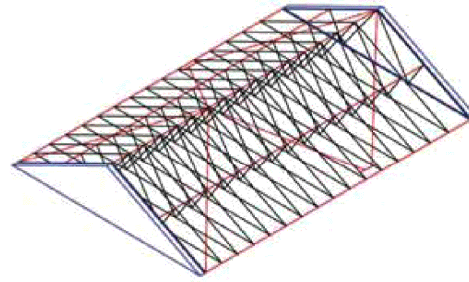
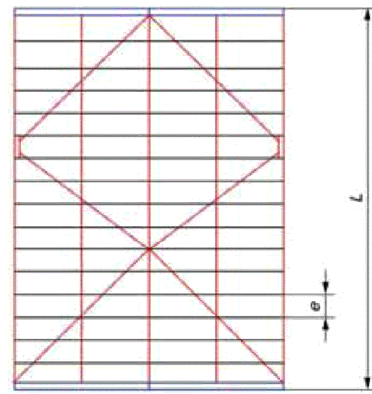
Cette condition est satisfaite lorsque les pignons ou refends sont réalisés en maçonnerie de petits éléments car leurs couronnements sont munis d'un chaînage en béton armé.

- l'écartement des fermes n'excède pas 1 m ;
- il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas 60 cm.

On considère comme suffisant, pour l'antiflambement des arbalétriers, un dispositif de type A (antiflambement continu), à condition qu'une ferme soit adjointe et rigidement solidarisée à chaque pignon ou refend.

Dans ce cas, la longueur de flambement, hors plan des arbalétriers (nécessaire au calcul de leur taux de contraintes combinées), est forfaitairement fixée à 60 cm.

AVERTISSEMENT — Pour tous les systèmes d'antiflambement, la prise en compte des supports de couverture dans la justification de la charpente suppose, notamment, que leurs abouts sont cloués à une distance suffisante de leurs extrémités, ce qui conduit, pour des arbalétriers d'une épaisseur inférieure à 45 mm, à adjoindre des fourrures pour la fixation des liteaux, fixées par des pointes torsadées ou crantées à un écartement moyen de 15 cm.



a)

Pignon porteur rigide

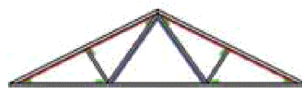
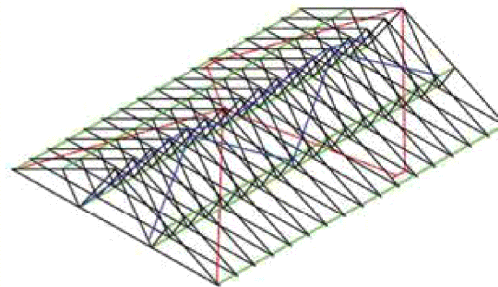
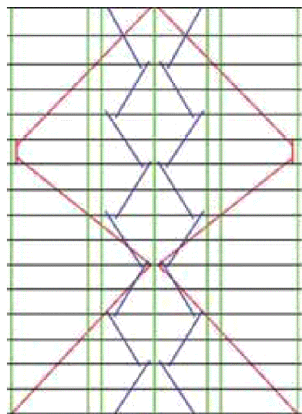
Ferme solidarisée au pignon par des fixations près de chaque nœud et distantes au plus de 1,20 m

$L < 15 \text{ m}$

$e \leq 1 \text{ m}$

Lisses filantes aux nœuds d'arbalétrier

Fixation anti-dévers des pieds de fermes (et également des éléments de rappel longitudinaux n'excédant pas 0,6 m)



b)

Légende

Rouge Pièces principales d'antiflambement

Bleu Pièces principales de contreventement

Vert Pièces principales d'entretoisement

NOTE La Figure a) ne montre pas les pièces principales de contreventement et d'entretoisement des entrails. La Figure b) rappelle la disposition habituelle des pièces d'antiflambement, ainsi que celle de contreventement et entretoisement (d'entrait notamment) qui doivent compléter le dispositif de la Figure a).

Figure C.15 Antiflambement des arbalétriers d'ouvrages courants
(effort axial maximal inférieur à 1 500 daN)

C.6.4.3 Antiflambement des autres barres

L'antiflambement d'une pièce comprimée peut être réalisé par une (ou plusieurs) lisse(s) horizontale(s) dans le cas où les conditions suivantes sont respectées :

- chaque lisse relie les pièces comprimées de toutes les fermes ;
- chaque lisse est bloquée en translation, au moins à chaque extrémité du bâtiment ;
 - soit par une pièce oblique (élément de blocage) joignant la lisse à l'une des extrémités de la pièce comprimée

(voir Figure 45) ;

- soit par fixation ou butée sur un appui rigide de la structure ;
- le retour à un appui rigide doit être effectué tous les 12 m.

Les pièces de contreventement de la structure peuvent réaliser ce blocage. Chaque contrefiche peut être antilambée individuellement sur chaque ferme par des raidisseurs disposés soit latéralement, soit sur l'un des chants de la pièce.

C.6.4.3.1 Justification des liaisons entre l'antilambement et la pièce comprimée

La liaison de la lisse d'antilambement avec la pièce comprimée doit être vérifiée pour un effort, F_d :

$$F_d = \frac{N_d}{60}$$

où :

- N_d est l'effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé.

C.6.4.3.2 Justification des liaisons de l'élément de blocage

Les liaisons de l'élément de blocage doivent être vérifiées pour un effort, $F_{d,bl}$:

$$F_{d,bl} = n \cdot \frac{N_d}{60} \cdot \sqrt{2}$$

où :

- n est le nombre de fermes ;
- N_d est l'effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé.

C.6.4.4 Eléments de maintien de la verticalité

Voir 6.4.4 .

C.6.5 Contreventements pour les actions extérieures

Voir 6.5 .

C.7 Résistance au feu

Les règles pour la justification de la protection et du dimensionnement des éléments bois sont contenues dans le DTU Bois-Feu 88 (NF DTU P 92-703).

C.8 Séismes

Voir Article 8 .

C.9 Poutres composites — détermination de la hauteur équivalente en flexion des poutres en deux pièces superposées connectées

C.9.1 Objet

Détermination d'une hauteur équivalente de pièce unique présentant la même flèche au milieu, en tenant compte des glissements de connecteurs en cisaillement longitudinal, pour introduction en modèle informatisé.

C.9.2 Hypothèses

- Poutre sur deux appuis libres (portée L) ;
- chargement uniformément réparti p (exprimé en décanewtons par centimètre) ;
- connecteurs uniformément répartis (correspondant à un cisaillement admissible F , exprimé en décanewtons par centimètre) ;
- poutre en deux pièces (hauteur totale H), d'inertie I ;
- épaisseur des pièces b .

C.9.3 Principe de calcul

Définir le rapport entre la flèche f_F d'une pièce unique de hauteur H (le glissement du bois est négligé), et la flèche de la poutre en deux parties, majorée d'une composante f_T due aux seuls glissements de connecteur .

La hauteur équivalente h sera alors définie par l'expression suivante, traduisant l'équivalence d'inertie :

$$h = H \left(\frac{f_F}{f_F + f_T} \right)^{1/3}$$

où :

$$\frac{h}{H} = \left(\frac{1}{1 + f_T f_F} \right)^{1/3} \quad \dots (C.1)$$

C.9.4 Dimension minimale des connecteurs

L'effort de cisaillement à reprendre, fonction de l'effort tranchant à l'appui pL/2 est :

$$F_c = T \frac{M}{I} = \frac{3}{2}(pL/2) = \frac{1}{H} = \frac{3}{4}pe' \quad \dots (C.2)$$

(si e' est le rapport L/H)

F_c est exprimé en décanewtons par centimètre.

Soit :

g_o est le glissement nominal du connecteur soumis à sa contrainte admissible F d'adhérence dans le bois ;

si $F_c < F$, on a :

$$g = \frac{F_c}{F} g_o \quad \dots (C.3)$$

où :

g est le glissement à prendre en compte dans le calcul de f_T qui suit :

Calcul de f_T :

$$f_T = \frac{g}{H/2} \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{gL}{2H} = \frac{ge'}{2} \quad \dots (C.4)$$

soit :

$$f_T = \frac{3}{4}pe' \times \frac{1}{F} \times g_o \times \frac{e'}{2} = \frac{3pe'^2 g_o}{8F} \quad \dots (C.5)$$

Calcul de f_T/f_F :

$$f_T/f_F = \frac{3pe'^2 g_o}{8F} / \frac{12 \times 5 \times pLe'3}{384Eb} = 2,4 \frac{Ebg_o}{Le'F} \quad \dots (C.6)$$

où :

$g_o = 0,06$ cm.

C.9.5 Application numérique

On donne ci-dessous un tableau indicatif des rapports h/H et en fixant, dans la formule (C.6), les paramètres suivants :

$E = 100\,000$ daN/cm² (soit 10 000 MPa) ;

$b = 3,6$ cm.

Alors :

$f_T/f_F = 51\,840 / Le'F$.

L'effort F par centimètre de poutre est fonction du type, des dimensions et de l'écartement entre connecteurs.

Par exemple, pour un connecteur fournissant un effort admissible de cisaillement de 100 daN/cm de joint, et si le joint

entre les deux pièces de bois est garni de connecteurs sur sa longueur, F est égal à 10 daN/cm.

Le Tableau C.7 qui suit est établi pour $F = 10$ daN/cm et donne le rapport h/H , en fonction du rapport L/H .

Portée L (cm)	Rapport L/H				
	10	12	14	16	18
300	0,72	0,74	0,76	0,78	0,80
350	0,74	0,76	0,79	0,80	0,82
400	0,76	0,78	0,80	0,82	0,83
450	—	0,80	0,82	0,83	0,85
500	—	0,81	0,83	0,85	0,86
550	—	—	0,84	0,86	0,87
600	—	—	0,85	0,87	0,88
650	—	—	—	0,87	0,88
700	—	—	—	0,88	0,89
750	—	—	—	—	0,90
800	—	—	—	—	0,90

Tableau C.7

NOTE

L'introduction dans un calcul informatisé des hauteurs de poutre ainsi réduites équivaut à une réduction de module d'élasticité en flexion dans une proportion égale au cube du rapport h/H dans le Tableau C.7 (par exemple, pour 0,90 : $(0,90)^3 = 0,73$) et à la réduction de contrainte admissible de flexion proportionnelle à son carré.

C.10 Antiflabement de pièce comprimée par adjonction d'une inertie (méthode de calcul)

C.10.1 Par augmentation de l'inertie géométrique

a) Hypothèse

La nervure est intimement liée à la pièce d'origine.

Elle est sollicitée par la compression globale.

b) Calcul

Le calcul considère une section monolithique formée des deux pièces associées.

AVERTISSEMENT — Cette méthode de calcul qui néglige le glissement entre les pièces n'est correcte que si l'on assemble les deux pièces par collage, solution qui n'est guère habituelle.

C.10.2 Par addition d'une inertie externe

a) Hypothèse

La pièce additionnelle est libre en cisaillement longitudinal mais liée par des attaches régulièrement espacées qui imposent aux deux pièces la même déformation transversale.

La pièce additionnelle n'est donc pas sollicitée axialement.

b) Calcul

Dans ces conditions, on ne doit plus faire appel au rayon de giration de l'ensemble selon le plan de flambement. Il convient de considérer l'expression de la force critique de flambement (F_c) avant l'introduction de la notion de rayon de giration :

$$F_c = \frac{P I^2 E I}{L^2}$$

(pièce bi-articulée de longueur L et d'inertie I dans le plan considéré).

Le calcul devient très aisé puisque la force critique est proportionnelle à l'inertie. Il suffit d'adjoindre une pièce d'inertie I_s tel que le rapport :

$$\frac{I + I_s}{I}$$

soit au moins égal à

$$\frac{N'_c}{N_c}$$

où :

- N'_c est l'effort réel de compression à reprendre ;
- N_c est l'effort de compression admissible selon le calcul habituel pour la pièce initiale seule.

AVERTISSEMENT — Cette méthode d'antiflambement est préférable à la première en raison du fait que la qualité des liaisons n'influence que très peu la sécurité.

c) Exemple

Soit une barre comprimée d'un effort de 2 100 daN, longueur de flambement 120 cm, section (3,6 x 14,7) cm.
(Contrainte admissible en compression axiale du bois utilisé : 10 MPa = 100 daN/cm²).

Flambement dans le plan de ferme :

$$\text{élancement} = 3,464 \times \frac{120}{14,7}$$

(= 28,3 pas de flambement)

Flambement hors plan :

$$\text{élancement} = 3,464 \times \frac{120}{3,6} = 115,47$$

Attention : Pour ce calcul, utiliser la formule ci-après, même au-delà d'un élancement de 133.

$$K = \frac{3\,100}{\text{élancement}^2} = 0,232\,5$$

soit :

$$N_c = 0,232\,5 \times 100 \times 3,6 \times 14,7 = 1\,230 < 2\,100$$

et :

$$\frac{N'_c}{N_c} = \frac{2\,100}{1\,230} = 1,707$$

donc :

$$I_s = 0,707 \times \frac{3,6^3 \times 14,7}{12} = 40,4 \text{ cm}^4$$

Ceci implique le montage d'un raidisseur de :

(4,7 x 4,7) cm ($I_s = 40,66 > 40,4 \text{ cm}^4$)

ou de :

$(2,5 \times 6,0) \text{ cm}$ ($I_s = 45 > 40,4$).

C.11 Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de couverture d'accidents de couverture

On rappelle que tout ouvrage local destiné à reporter des charges sur les fermes des charges ponctuelles doit faire l'objet de justifications de dimensionnement de ses éléments et assemblages, ainsi que des fermes porteuses, et que les positions et dimensions de tous les accidents de couverture doivent être précisées sur plans.

Les exemples de la présente annexe ne sont pas exhaustifs et sont donnés à titre informatif. Ils ne dispensent pas des justifications de dimensionnement et de dispositions constructives.

C.11.1 Conduit de fumée

La distance de sécurité entre le nu extérieur du conduit et les éléments de structure en bois doit être respectée, telle que définie par les normes NF DTU de la série 24.

NOTE

La notion « d'écart au feu » préexistante a été remplacée par la notion de « distance de sécurité ». La règle d'écart au feu de 16 cm est caduque et dépend entre autre de la nature du conduit.

Tout ensemble de conduit maçonné doit faire l'objet d'un renforcement des fermes latérales par lien de triangulation et/ou par doublage des barres sollicitées entre noeuds (voir Figure C.16).

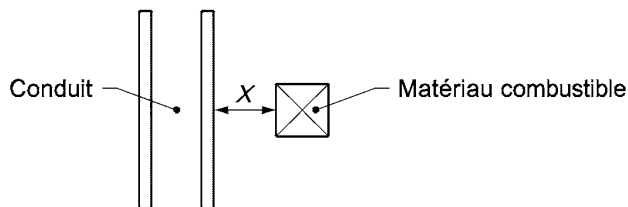


Figure C.16 Distance de sécurité

C.11.2 Fenêtres de toit, lucarnes, houteau sur fermes symétriques, sur dalle ou plancher indépendant

C.11.2.1 Passage entre ferme

Le chevêtre aura une hauteur au moins égale aux 2/3 de celle des éléments qui le supportent.

C.11.2.2 Fermes coupées

Renforcement des arbalétriers des fermes latérales, si nécessaire.

Sauf des dispositions contractuelles, les fermes porteuses du chevêtre restent entières et conformes à leur géométrie de base.

Pour les fermes de combles habitables, positionnement de deux chevêtres de reprise verticaux dans le chapeau de la ferme en prenant soin de les bloquer par potelets.

Lorsque l'on fait appel à des renforcements par doublage, il convient de procéder à la vérification des ancrages et des assemblages des fermes porteuses (voir Figures C.17 et C.18).

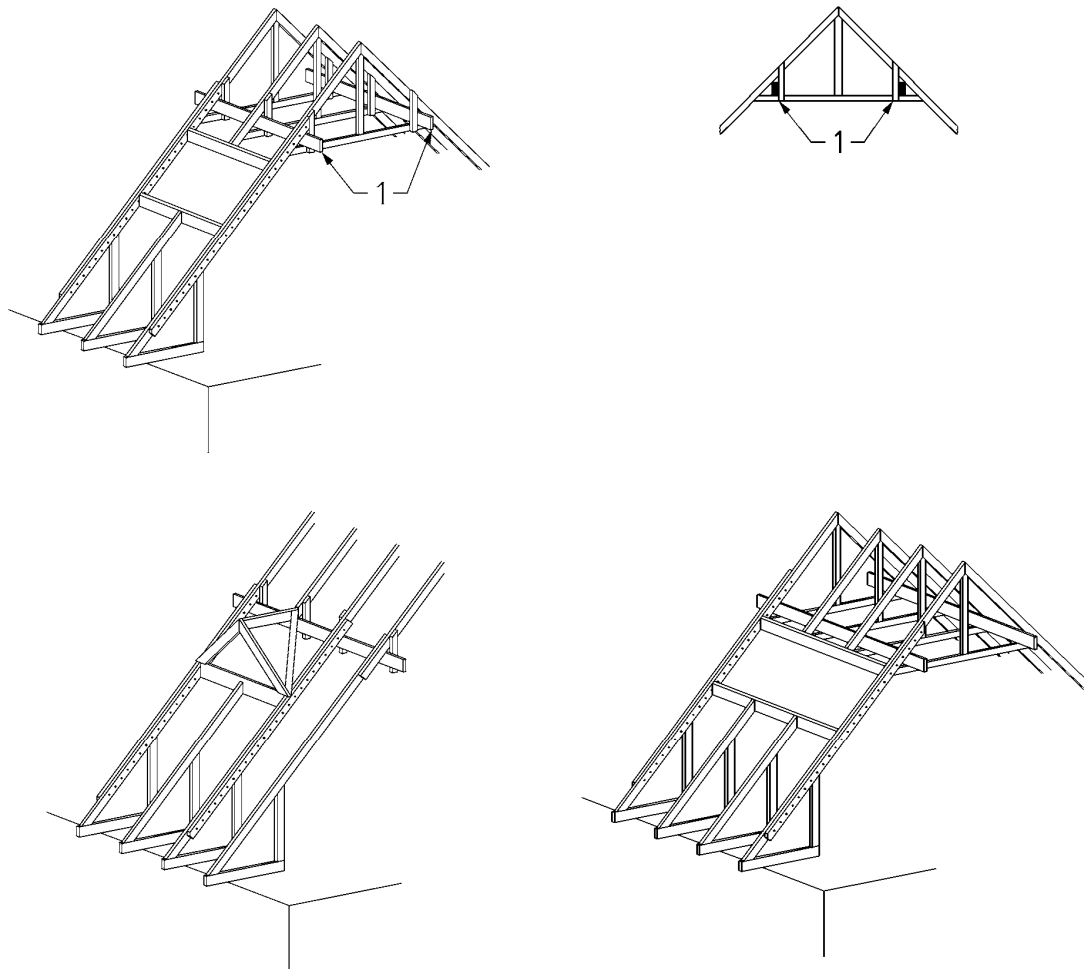


Figure C.17 Exemple de renforts d'arbalétriers pour trémies de lucarne et chevêtres de reprise des efforts dissymétriques (1)

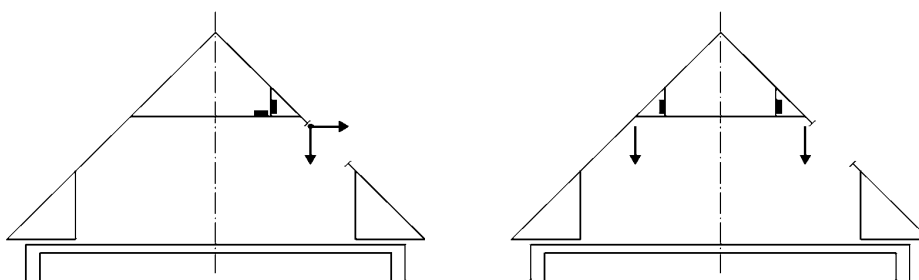


Figure C.18 Principe de reprise d'effort au droit d'une trémie en toiture

C.11.3 Cage d'escalier sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant

Les fermes latérales sont renforcées conformément au paragraphe précédent.

La ferme sur escalier est renforcée si nécessaire par renfort d'arbalétrier de section adaptée allant jusqu'à l'appui du pied de la ferme (voir Figures C.19 et C.20).

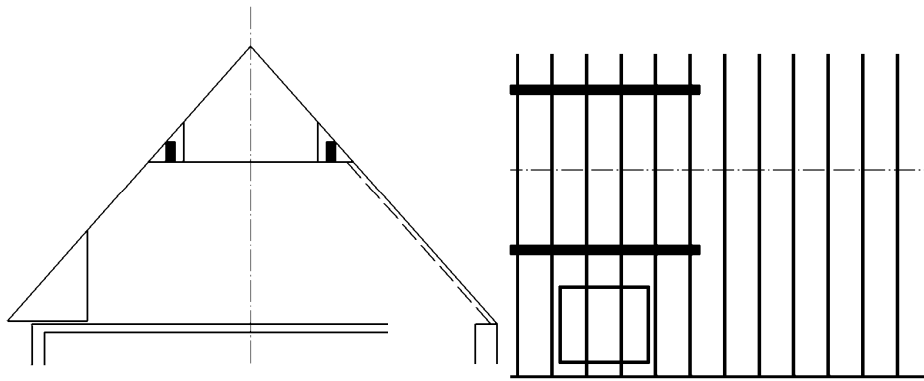


Figure C.19 Exemple de chevêtre et de renforcement d'arbalétrier sur trémie d'escalier

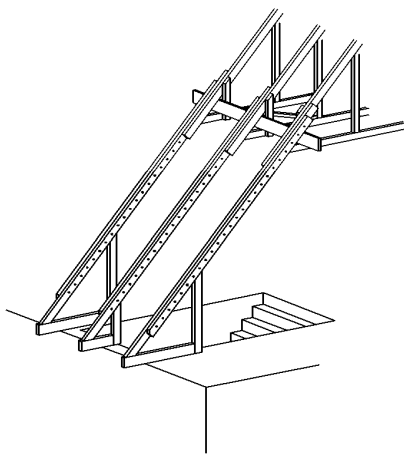


Figure C.20 Renfort d'arbalétrier

C.11.4 Fenêtre de toit, lucarne, houteau et cage d'escalier sur fermes symétriques à entrain porteur

AVERTISSEMENT — On ne traite ici que du cas d'une ferme coupée (voir Figures C.21 et C.22).

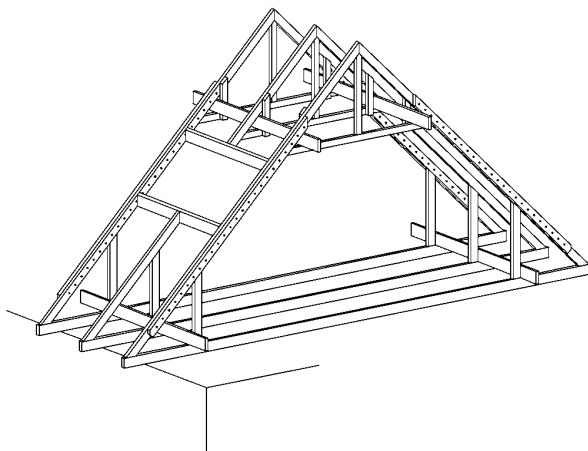


Figure C.21 Renfort d'arbalétrier pour trémie de lucarne

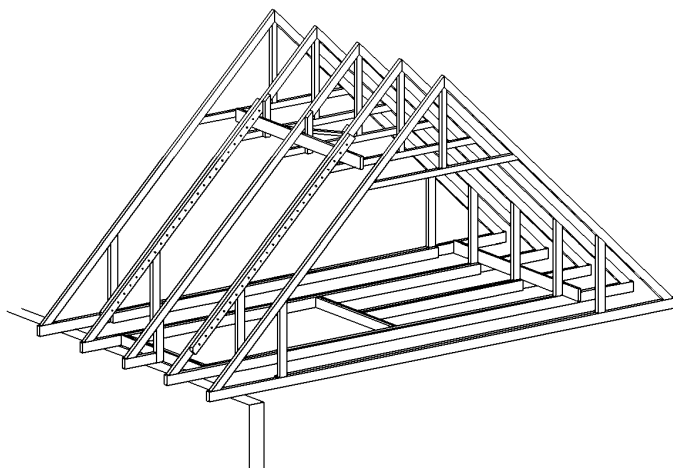


Figure C.22 Renfort d'arbalétrier pour trémie

Sur la ferme coupée, renfort d'entrail, au minimum dans le cas de changement de largeur habitable entre jambette au droit de l'accident.

Renforcement des fermes latérales par doublage des arbalétriers et/ou entrail, symétriquement ou doublage complet de la partie basse trapèze de la ferme.

Mise en place des bras de reprise verticaux et symétriques et blocage par potelets dans le chapeau de la ferme.

Mise en place d'un bras de reprise vertical dans le pied du trapèze et symétriquement fixé sur jambette.

C.11.5 Cage d'escalier sur ferme à entrail porteur

La trémie d'escalier reporte sur les fermes adjacentes, par leurs chevêtres, des charges ponctuelles qui doivent être prise en compte pour leur justification et leurs éventuels renforcements.

C.11.6 Fermes porteuses

Les fermes porteuses sont spécialement étudiées, justifiées par calcul et définies sur plans.

La reprise des fermes portées est réalisée par des boîtiers adaptés et de hauteur au moins égale aux 3/4 du bois porteur en recouvrement.

Les sections de bois doivent être choisies de manière à assurer la mise en oeuvre et le fonctionnement corrects des boîtiers (ou de tout autre type d'assemblage utilisé) (voir Figure C.23).

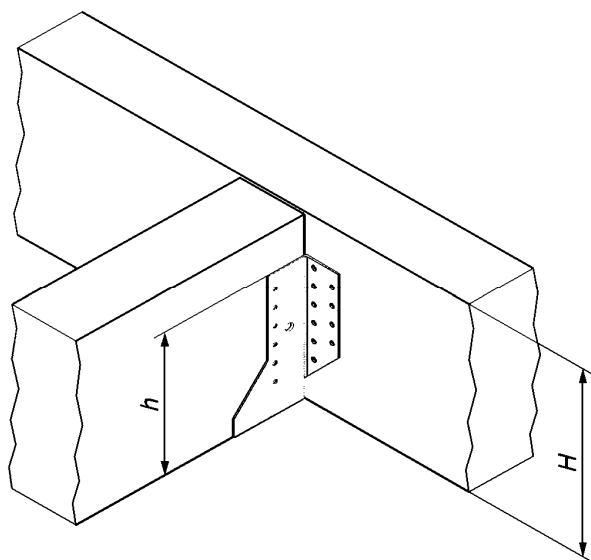


Figure C.23 Hauteur minimale d'un boîtier de chevêtre

Avec

$$h = \frac{3}{4}H$$

Dans le cas de fermes porteuses réalisées par fermes multiples, on doit les solidariser par clouage ou boulonnage sur l'ensemble des membrures.

Il est recommandé que cette solidarisation soit effectuée en atelier.

Bibliographie

[1] NF DTU 24.1 , *Travaux de bâtiment — Travaux de fumisterie — Systèmes d'évacuation des produits de combustion desservant un ou des appareils* (indice de classement : P 51-201).

[2] NF DTU 24.2 , *Travaux de bâtiment — Travaux d'âtrerie* (indice de classement : P 51-202).

[3] NF EN 336 , *Bois de structure — Dimensions, écarts admissibles* (indice de classement : P 21-351).

© AFNOR 2012 - Imprimé par VINCI CONSTRUCTION FRANCE le
24/12/2013